بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENTS

Nous exprimons d'abord notre gratitude envers DIEU, le Clément et le Miséricordieux, pour nous avoir donné la force et le courage nécessaires pour mener à bien ce modeste travail. Nos sincères remerciements vont à nos chers parents, sans qui nous n'aurions jamais atteint ce point. Nous souhaitons également exprimer notre profonde reconnaissance envers nos encadrants , Monsieur ***Hamadouche*** et Monsieur ***Rachid Labdaoui*** , pour leur précieux soutien, leur disponibilité, leur patience et leurs conseils avisés. Nous sommes également impressionnés par leurs qualités humaines qui inspirent le respect et l'admiration, et resteront gravées dans nos mémoires.

Nous sommes reconnaissants envers notre département de génie civil et tous les enseignants qui nous ont formés avec dévouement. Nous tenons également à remercier chaleureusement l'entreprise GCB pour son accueil pendant notre période de stage. Enfin, nous adressons nos remerciements aux honorables membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en présidant et examinant notre travail.

À tous ceux qui nous ont soutenus, nous exprimons ici notre profonde reconnaissance et nos sincères remerciements.

DEDICACES

Je dédie ce mémoire à :

***Mes parents**, dont l'amour inconditionnel et le soutien indéfectible ont été ma source principale de force et de motivation. Maman, pour tes innombrables sacrifices, ta tendresse infinie, et ton courage inébranlable. Ton sourire et tes encouragements m'ont porté même dans les moments les plus difficiles. Papa, pour ta sagesse, tes précieux conseils, et ta confiance infaillible en moi. Tu as toujours été mon modèle de persévérance et de dévouement. Ce travail est le reflet de vos efforts et de votre amour sans bornes.*

***Mes sœurs, Nesrine, Yasmine , Sara et Hadjer** , pour votre soutien inestimable, votre complicité, et vos encouragements constants. Vous avez été mes piliers de réconfort, mes conseillers informels, et mes compagnons de chaque instant. Vos mots d'encouragement et votre présence apaisante ont fait de ce voyage une expérience partagée et moins ardue. Votre amour et votre patience ont été des lumières qui ont guidé mon chemin.*

***Mes amis**, pour leur soutien indéfectible, leur compréhension, et les moments de bonheur partagés.*

***Mes professeurs et encadrants**, pour leur précieuse guidance, leur savoir, et leurs encouragements. Leur passion pour l'enseignement et leur soutien ont été essentiels dans la réalisation de ce travail.*

À vous tous.

LINA

DEDICACES

Je dédie ce travail à mes chers parents pour leur soutien indéfectible tout au long de ce parcours académique .

A ma très chère mère «HOURIA»

Je te remercie jamais assez pour ta patience,tes sacrifices,tes encouragement durant ces années d'études . Je suis consciente que je ne pourrai jamais égaler votre mérite.

A mon très chér père «MOUHAMED»

je voudrais te remercie pour votre amour ta générosité,ta compréhension .Aucun dédicace ne saurait exprimer l'estime et le respect que j'ai toujours eu pour toi. Je vous aime très fort.

A mes merveilleux frères et ma sœur :

«Khir eddine» , «Omar» , «Youcef» , «Maria»
Chacun de vos sourires a illumine mon chemin , a travers ce travail je célèbre notre lieu indéfectible ,Cette réussite est aussi la votre .

Sans oublie mon chat d'amour «mino»

A tous les membres de la famille «AOUN SEGHIR» et «MOUCHOUKA» .

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

RANIA

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE **1**

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Présentation de l`ouvrage *9*
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage *9*
I.2.1 Dimension de l'ouvrage en plan *9*
I.2.2 Dimension de l'ouvrage en élévation *9*
I.3 Caractéristiques géométriques du sol *9*
I.4 Ossature *10*
I.5Conception de la structure *10*
I.5.1Planchers *10*
I.5.2 Escaliers *10*
I.5.3 Maçonnerie *10*
I.5.4 Voiles *11*
I.5.5 Revêtement *11*
I.5.6 L'acrotère *11*
I.5.7 Terrasse *11*
I.5.8 Balcons *11*
I.5.9 L'infrastructure *11*
I.6 Caractéristiques des matériaux *11*

CHAPITRE II: PRE DIMMENSIONNEMENT

II.1 Introduction *20*
II.2 Pré dimensionnement des planchers *20*
II.2.1 Corps creux *20*
II.2.2 Les poutrelles *21*
II.2.3 Plancher en dalle pleine *22*
II.3 Escaliers *22*
II-4 Acrotère *23*
II-5 Poutres *24*
II-5-1 Poutres principales *24*
II.5.2 poutres secondaires *25*
II.6 voile *25*
II.7 balcons *26*
II.8 poteaux *26*
II.8.1 Introduction *27*
II.8.2 Descente des charges *27*
II.8.3 Calcul de la surface afférente *28*
II.8.4 Charges transmises au poteau le plus sollicité *29*
II.9 Charges surcharges sur les planchers *30*

CHAPITRE III:CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.Plancher a corps creux *35*
III.1.1 Étude de la dalle de compression *35*
III.1.2 Étude des poutrelles *36*
III.1.2.1 Méthodes de calcul *38*
III.1.2.2 Ferraillage de la poutrelle *40*
III.2 Étude de l'escalier *48*
III.2.1 Calcul de ferraillage à l'ELU *49*
III.2.2 Vérification à l'ELU *40*
III.3 Étude de la poutre palière *52*
III.3.1 Introduction *53*
III.3.2 Pré dimensionnement de la poutre palière *54*

CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE

IV.1 Introduction *56*
IV.2 Methode de calcul *56*
IV.2.1 Méthode statique équivalente *56*
IV.2.2 Méthode dynamique modale spectrale *57*
IV.3Description de logiciel (ETABS) *57*
IV.4 Modélisation et résultats *60*
IV.5 Calcul de la période fondamentale de la structure *62*
IV.6 Modélisation et résultats *63*
IV.6.1 Disposition des voiles de contreventement *64*
IV.6.2 Mode de vibration et taux de participation des masses *65*
IV.7 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 *65*
IV.7.1 Vérification de la résultante des forces sismiques *66*
IV.7.2 Vérification de l'effort normal réduit *66*
IV.7.3 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux *67*
IV.7.4 Justification vis à vis de L'effet pΔ *68*
IV.7.5 Vérification de l'excentricité *69*
IV.7.6 Vérification de renversement *70*

CHAPITRE V: ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction *72*
V.2 Étude des poteaux *73*
V.2.1 Introduction *74*
V.2.2 Caractéristiques des matériaux *74*
V.2.3 Les Vérifications *76*
V.3 : Étude des poutres *77*
V.3.1 Introduction *78*
V.3.2 Recommandation du RPA99 (version 2003) 79
V.3.3 Recommandation du BAEL 91 80
V.3.4 les Vérification *81*
V 3.5 Vérification à l'ELS *82*
V.4 :Étude des voiles *87*
V.4.1 Introduction *87*
V.4.2 Ferraillage des voiles pleins *87*
V.4.3 Étapes de calcul *87*

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. Introduction *94*
VI.2. Choix de type de fondation *94*
VI.3. Calcul des fondations *94*
VI.3.1 Semelle isolée *94*
VI.3.2 Semelle filante *94*
VI.3.3 Radier général *96*
VI.3.3.1 Introduction *96*
VI.3.3.2 Pré dimensionnement de radier nervure **98**
VI.3.3.3 Détermination de la surface de radier *101*
VI.3.3.4 Caractéristiques géométriques du radier *101*
VI.3.3.5 Ferraillage de radier *104*
VI.4 Étude du voile périphérique *114*
VI.4.1 Introduction *114*
VI.4.2 Dimensionnement *115*
VI.4.3 Évaluation des charges *116*

CHAPITRE VII Application de la théorie d'analyse limite aux structures portiques

PARTIE 01

VII.1. Introduction *120*
VII.2 Analyse à la rupture d'une structure portique par la méthode incrémentale *120*
VII.3 Nombre de rotules plastiques à la rupture *123*
VII.4 Méthode d'analyse limite *124*
VII.4.1Théorème statique ou théorème de la borne inférieure *125*
VII.4.2Théorème cinématique ou théorème de la borne supérieure *125*
VII.4.3théorème unique *126*
VII.4.4 Bornes inférieure et supérieure et solution exacte *126*

PARTIE 02 Calcul de la charge limite d'une structure portique

VII.1 Position du problème *127*
VII.2 Mécanismes élémentaire de la structure portique *128*
VII.3Détermination du facteur de charge relatif à chaque mécanisme *129*
VII.4Combinaison des mécanisme *130*

PARTIE 3 Procédure pour le calcul des moments

VII.1 Introduction *135*
VII.2Diagramme des moments *136*
VII.3Détermination des forces et les moments aux extrémités *137*
VII.4Détermination des diagrammes des moments fléchissant *138*

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

..

Figure I.2 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU *9*
Figure I.3 Diagramme contrainte déformation de l'acier en traction *14*
Figure I.4 Diagramme contrainte déformation de calcul *15*

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher a corps creux *20*
Figure II.2 Coupe transversale d`une poutrelle *21*
Figure II.3 Dimensions de l'escalier *23*
Figure II.4 Coupe de l`acrotère *24*
Figure II.5 Coupe de voile en élévation *25*
Figure II.6 Surface afférente du poteau *28*
Figure II.7 Position du poteau le plus sollicité *29*

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 Schéma de poutrelle *36*
Figure III.2 Schéma statique de la poutrelle *38*
Figure III.3 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU *40*
Figure III.4 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU *40*
Figure III.5 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS *41*
Figure III.6 Diagramme des efforts tranchant à l'ELS *41*
Figure III.7 Dimensionnement de la section rectangulaire *41*
Figure III.8 ferraillage des poutrelle *47*
Figure III.9 :Schéma statique de la poutre palière *52*

CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE

Figure IV.1 Spectre de réponse RPA *60*
Figure IV.2 Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS V9.7 *61*
Figure IV.3 Plans de disposition des voiles en RDC jusqu'à 5^{eme} *étage* *62*
Figure IV.4 Plan de disposition des voiles en Sous-Sol *62*
Figure IV.5 Mode de déformation 1 (translation suivant l'axe X-X) *64*
Figure IV.6 Mode de déformation 2 (translation suivant l'axe Y-Y) *64*
Figure IV.7 Mode de déformation 3 (rotation suivant Z-Z) *65*

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Figure V.1 Ferraillage des poteaux *77*
Figure V.2 Plan de repérage des poutres *79*
Figure V.3 Ferraillage des poutres principales avec voile pour tous les niveaux *85*
Figure V.4 Ferraillage des poutres principales sans voile pour tous les niveaux *85*
Figure V.5 Ferraillage des poutres secondaires avec voile pour tous les niveaux *86*
Figure V.6 : Ferraillage des poutres secondaires sans voile pour tous les niveaux *86*
Figure V.7: Disposition des voiles de la structure *89*

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Figure VI.1 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux *96*
Figure VI.2 Coupe horizontale de radier avec le remblayage *99*
Figure VI.3 Contraintes sous le radier *101*
Figure VI.4 Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité *107*
Figure VI.5 Section d une nervure *108*
Figure VI.6 Schéma statique du débord *114*
Figure VI.7 Diagramme des Moments. *114*
Figure VI.8 Répartition des charges de voile périphérique. *115*

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 Dimensions de l'ouvrage en plan **9**
Tableau I.2 Dimensions de l'ouvrage en élévation **9**

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

Tableau II.1 Pré dimensionnement des poutres principales ***24***
Tableau II.2 Pré dimensionnement des poutres secondaires ***25***
Tableau II.3 Dégression des surcharges d'exploitation ***27***
Tableau II.4 Calcul de l'effort normal à la base des poteaux ***30***
Tableau II.5 Sections des poteaux des différents étages ***32***
Tableau II.6 Vérification des poteaux au flambement ***32***

CHAPITRE III:CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 Caractéristiques d'une poutrelle ***48***
Tableau III.2 Calcul des sollicitations ***49***
Tableau III.3 Calcul des armatures en travée et aux appuis **51**
Tableau III.4 Vérification de la contrainte d'adhérence ***51***
Tableau III.5 Vérification des contraintes dans le béton **51**
Tableau III.6 Vérification des contraintes dans l'acier ***52***
Tableau III.7 Ferraillage de la poutre palière ***53***
Tableau III.8 Vérification des contraintes de cisaillement ***54***
Tableau III.9 Vérification des contraintes de compression ***54***

CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités **59**
Tableau IV.2 Périodes et taux de participation massique de la structure **63**
Tableau IV.3 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base **65**
Tableau IV.4 Interactions sous charges verticales **66**
Tableau IV.5 Interaction sous charges horizontales **66**
Tableau IV.6 Vérification de l'effort normal réduit **66**
Tableau IV.7 Vérification des déplacements relatifs direction X **67**
Tableau IV.8 Vérification des déplacements relatifs direction Y **68**
Tableau IV.9 Vérification de l'effet P-Δ **69**
Tableau IV.10 Vérification de l'excentricité **69**

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Tableau V.1 Caractéristiques du calcul en situation durable et accidentelle 73
Tableau V.2 Ferraillage maximal et minimale des poteaux 74
Tableau V.3 Ferraillage longitudinal des poteaux 74
Tableau V.4 Armatures transversales dans la zone nodale 75
Tableau V.5 Armatures transversales dans la zone courante 75
Tableau V.6 Vérification des contraintes de cisaillements 76
Tableau V.7 Vérification des contraintes dans les poteaux 76
Tableau V.8 Dimensions des poutres 77
Tableau V.9 Caractéristiques des poutres et des matériaux 78
Tableau V.10 Section calculée des poutres longitudinale 80
Tableau V.11 Ferraillage des poutres longitudinales 80
Tableau V.12 Section calculée des poutres Transversales 80
Tableau V.13 Ferraillage des poutres transversales 81
Tableau V.14 Vérification des contraintes tangentielles Sens longitudinale 82
Tableau V.15 Vérification des contraintes tangentielles Sens transversale 82
Tableau V.16 Vérification de l'adhérence 83
Tableau V.17 Influence sur le béton 83
Tableau V.18 Influence des armatures poutres sens longitudinal 84
Tableau V.19 Influence des armatures poutres sens transversal 84
Tableau V.20 Vérification des contraintes à L'ELS 84
Tableau V.21 Vérification de la flèche 85
Tableau V.22 les combinaisons d'actions 87
Tableau V.23 Ferraillage du voile V2(B-C),V2(H-I),V6(B-C),V6(H-I) 90
Tableau V.24 Ferraillage du voile VA(4-5),VJ(4-5) 91
Tableau V.25 Ferraillage du voile VD(2-3),VG(2-3) 92

CHAPITRE VI: ETUDE DES FONDATIONS

Tableau VI.1 Tableau VI.1 : verification du type de fondation 95
Tableau VI.2 Vérification des contraintes sous le radier 101
Tableau VI.3 Vérification de soulèvement 102
Tableau VI.4 Ferraillages des panneaux du radier 103
Tableau VI.5 Vérification des contraintes à l'ELS 107
Tableau VI.6 Vérification des contraintes à l'ELS 108
Tableau VI.7 Ferraillage des nervures longitudinales en Appui 108
Tableau VI.8 Ferraillage des nervures longitudinales en travée 109
Tableau VI.9 Ferraillage des nervures transversales en appui 109
Tableau VI.10 Ferraillage des nervures transversales en travée 110
Tableau VI.11 Vérification des contraintes à l'ELS dans le Sens X-X en appui 112
Tableau VI.12 Vérification des contraintes à l'ELS dans le Sens X-X en travée 112
Tableau VI.13 Vérification des contraintes à l'ELS dans le Sens Y-Y en appui 113
Tableau VI.14 Vérification des contraintes à l'ELS dans le Sens Y-Y en travée 113
Tableau VI.15 Moment longitudinal et transversal 117
Tableau VI.16 Ferraillage du voile à l'ELU 117
Tableau VI.17 Vérification des contraintes ELS sens X-X 118
Tableau VI.18 Vérification des contraintes ELS Sens Y-Y 118

INTRODUCTION GENERALE

La construction de bâtiments de grande hauteur en zones sismiques nécessite l'application de méthodes de dimensionnement sophistiquées en utilisant des outils de modélisation avancés. Cela est essentiel pour garantir la fiabilité et la sécurité de ces constructions, un défi constant.

Notre projet s'inscrit dans ce cadre et porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation avec sous-sol (R+5 + sous-sol), contreventé par des voiles . Le bâtiment est implanté à Tizi ouzou, où il comprend 396 logements promotionnels (R+5). Selon les règles parasismiques algériennes, cette zone est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le travail est subdivisé en sept chapitres, à savoir :

Le premier chapitre comporte la présentation de l'ouvrage, la définition des caractéristiques géométriques et mécaniques ainsi que les hypothèses du calcul.

Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des différents éléments de la structure alors que le troisième chapitre porte sur l'étude des éléments secondaires.

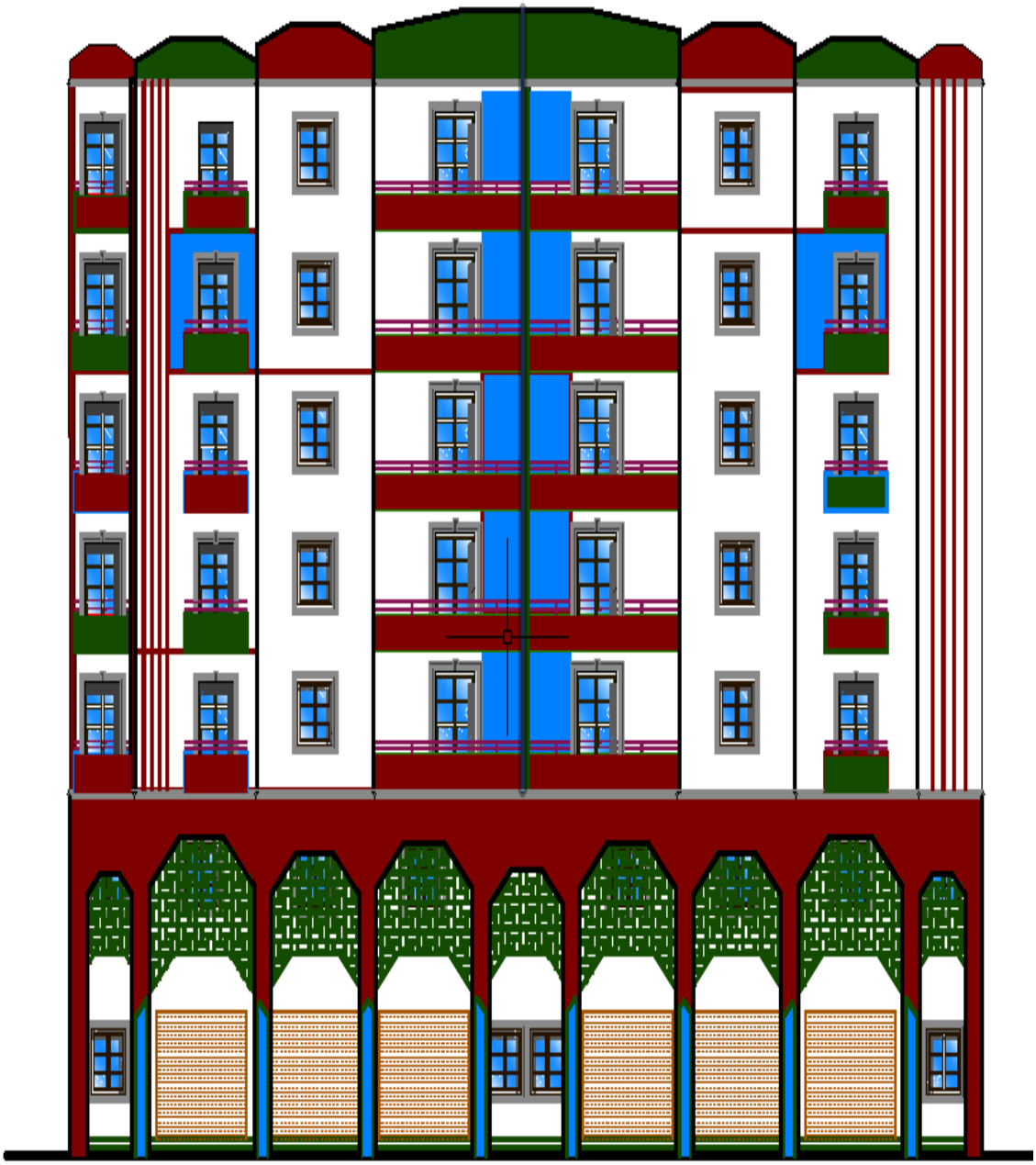
Dans le chapitre quatre nous présentons l'étude dynamique et sismique, ainsi que le logiciel ETABS utilisé pour la modélisation.

Nous présentons respectivement dans le cinquième chapitre et le sixième chapitre, le ferraillage des éléments structuraux et l'étude des fondations.

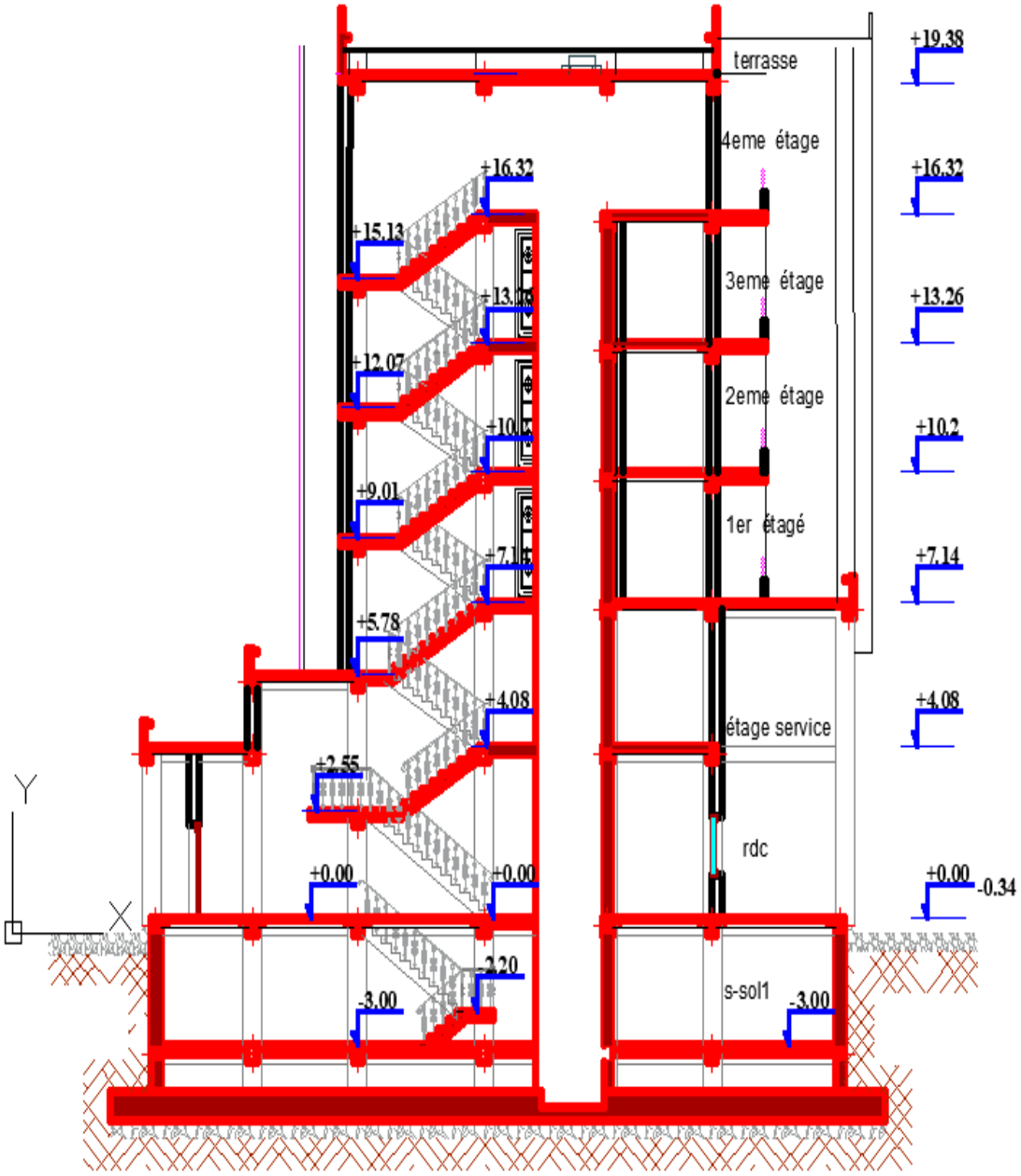
Le septième chapitre traite la partie recherche qui porte sur l'applications des théorèmes statique et cinématique de la méthode d'analyse limite analyse limites.

Nous terminons par une conclusion générale.

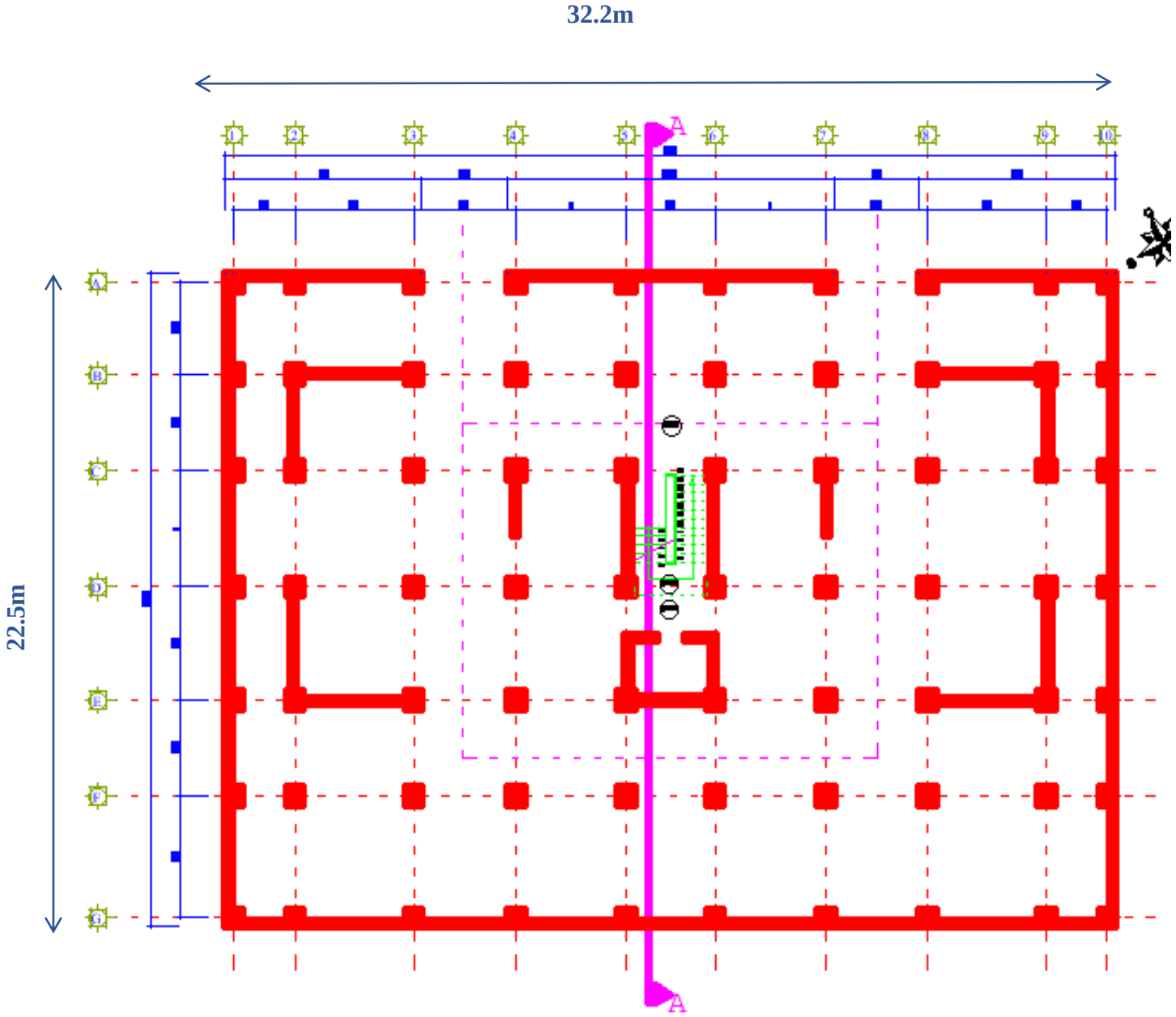
PLANS D'ARCHITECTURE



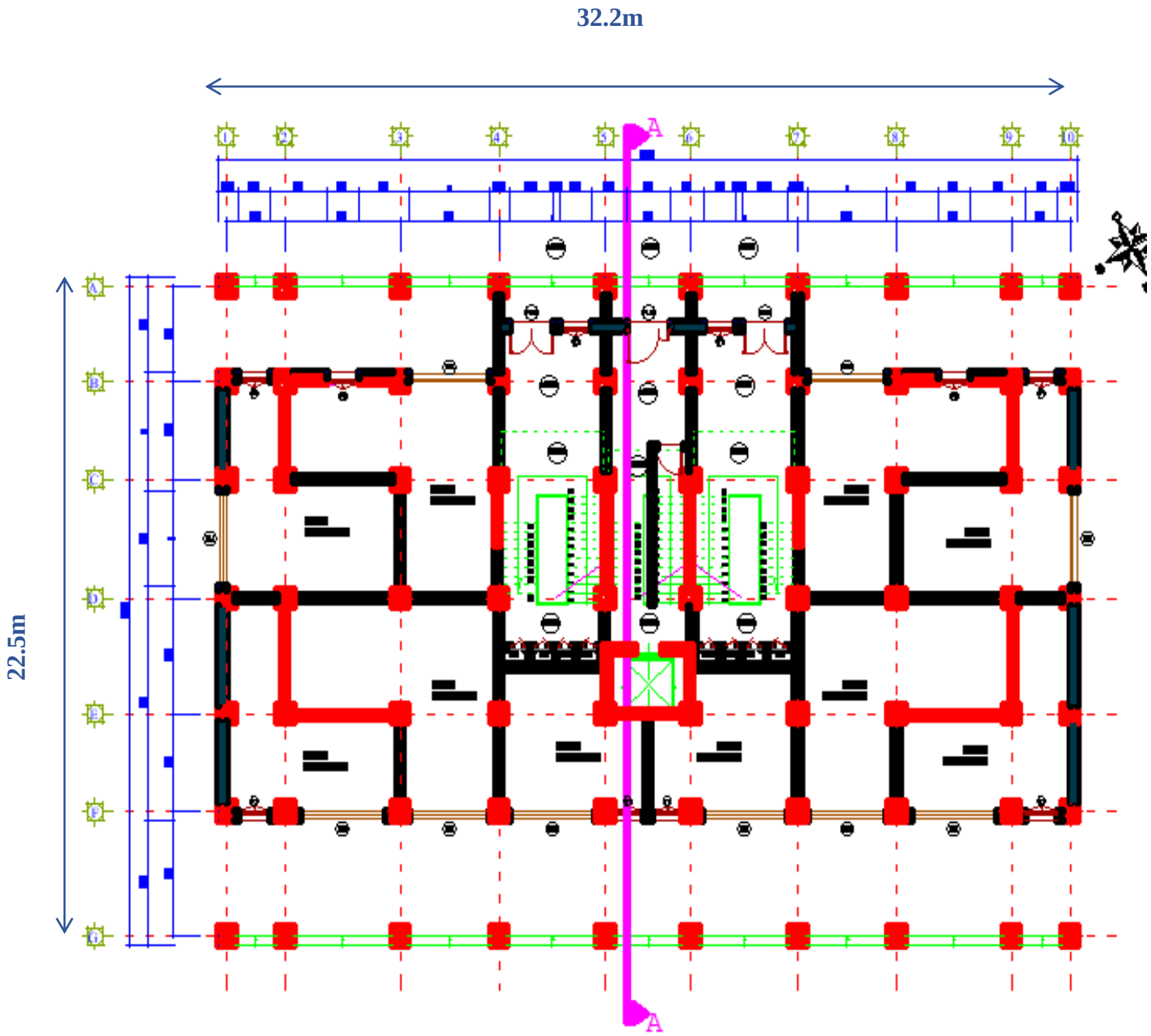
Façade


terrasse
4eme étage
3eme étage
2eme étage
1er étagé
étage service
rdc
s-sol1
+19.38
+16.32
+13.26
+10.2
+7.14
+4.08
+0.00
-0.34
+16.32
+15.13
+12.07
+9.01
+5.78
+4.08
+2.55
+0.00
+0.00
-2.20
-3.00
-3.00
Y

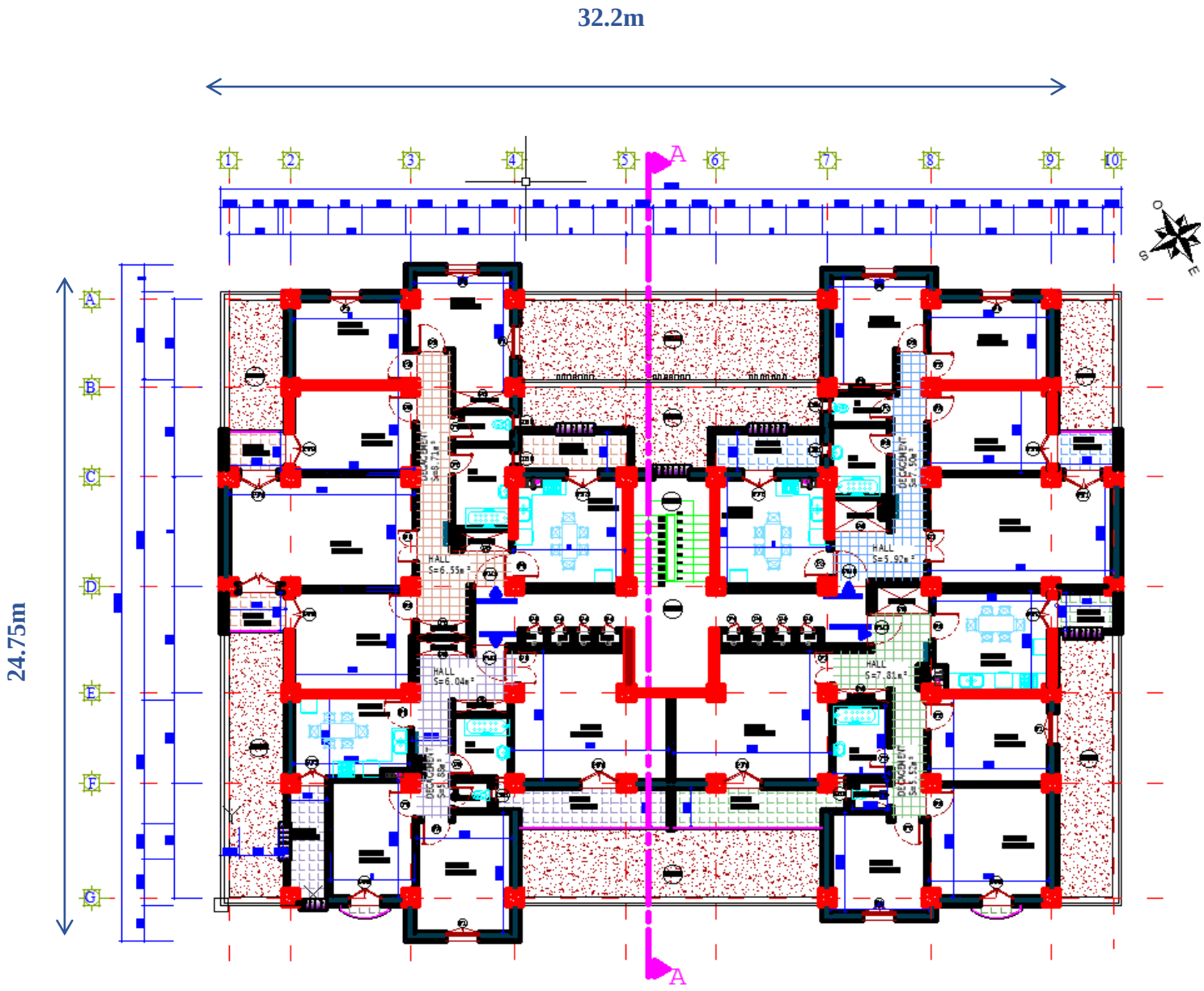
Coupe A-A



Sous-Sol

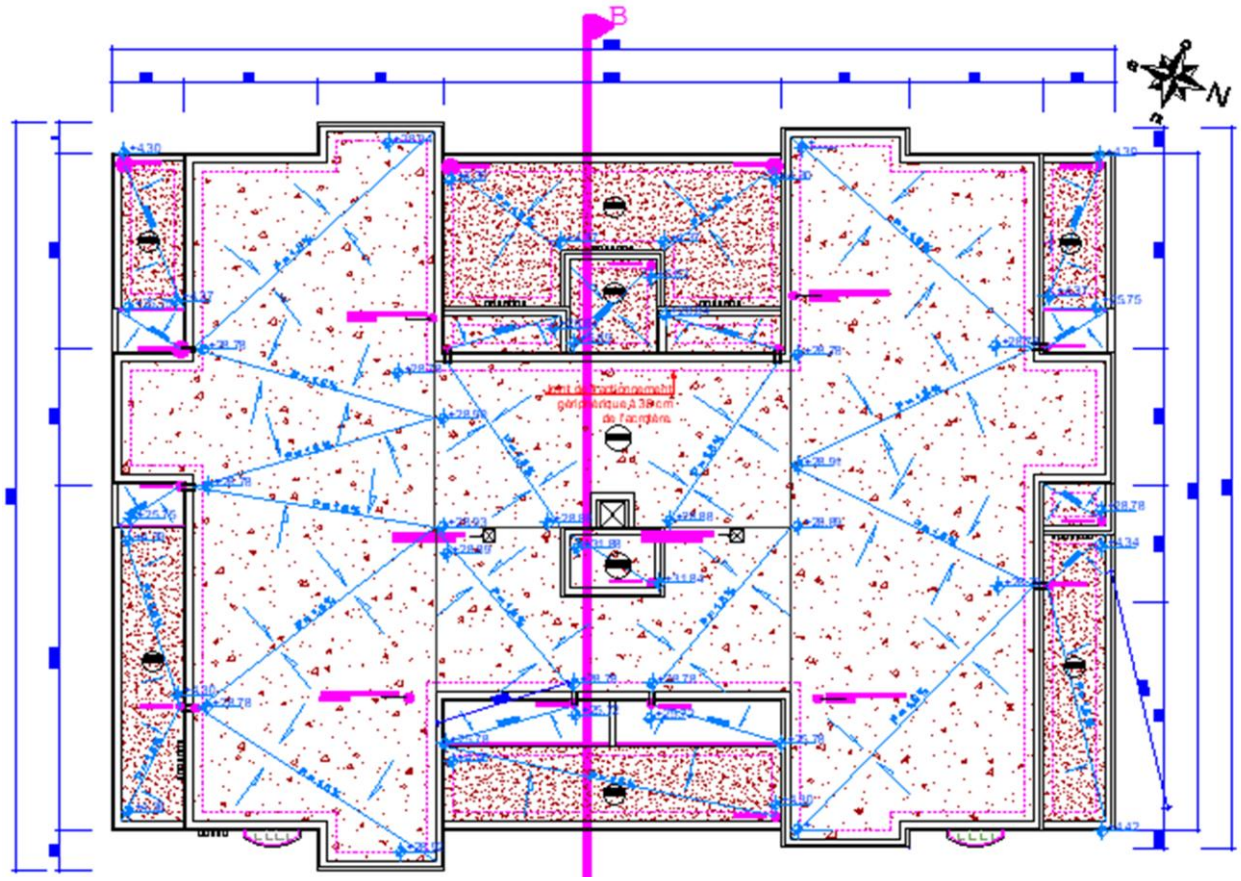


RDC



Étage courant

32.2m



24.75m

Terrasse

I.1 Présentation de l'ouvrage :

L`ouvrage étudie est un bâtiment (R+5) en béton armé ; à usage multiples (parking, commercial et habitation)composé d'un Rez de chaussé et cinq étage d'habitation . L'ouvrage sera implanté dans la Wilaya de **TIZI OUZOU**
classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après RPA 99/2003 et le site est considéré comme meuble (S3) ainsi que l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, selon les critères de classification des groupes d'usage RPA (Ouvrage courants ou d'importance moyenne : Bâtiment d'habitation collective à usage du bureau dont la hauteur ne dépasse
pas 48 m).

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.2.1 Dimensions de l'ouvrage en plan :

Longueur totale(m)	**24.75**
Largeur totale (m)	**32.2**

Tableau I.1 : Dimensions de l'ouvrage en plan.

I.2.2 Dimension de l'ouvrage en élévation :

Hauteur totale de bâtiment (m)	**22.38**
Hauteur des étages courants (m)	**3.06**
Hauteur de RDC (m)	**4.08**
Hauteur sous sol (m)	**3**
Hauteur de l'acrotère (m)	**0.6**

Tableau I.2 : Dimensions de l'ouvrage en élévation.

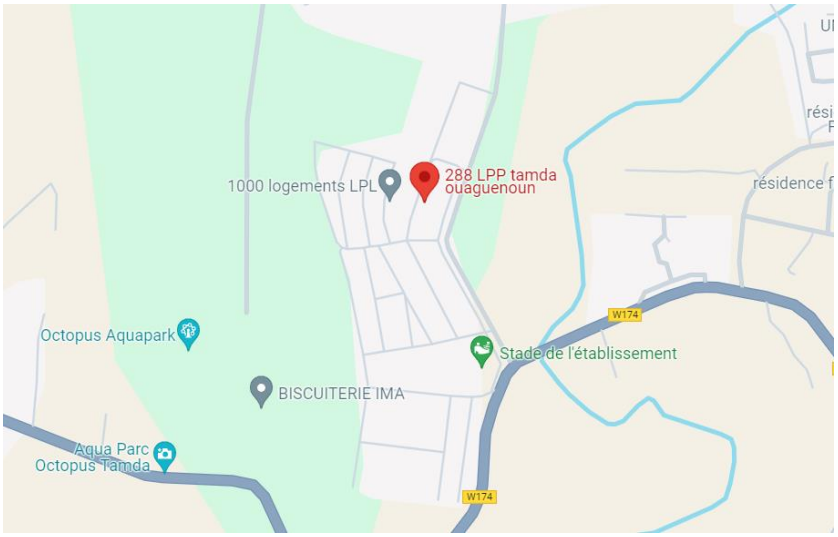


Figure I.1 : vue par Google Maps du lieu du projet.

I.3 Caractéristiques géométriques du sol:

➢Le bâtiment est implanté à TIZI OUZOU classée par le (**RPA 2003**) comme une zone de faible sismicité (**Zone IIa**).

➢ L'ouvrage appartient au groupe d'usage (**Groupe 2**).

➢ Le site est considéré comme meuble (**S3**).

➢ La Contrainte admissible du sol ($\sigma = 2$ bars) a profondeur d'ancrage de 3m**.**

I.4 Ossature:

Le bâtiment est construit avec une structure combinant des poteaux et des poutres, formant des portiques à la fois transversaux et longitudinaux. En complément, des panneaux en béton armé sont répartis dans les deux directions pour créer un système de contreventement rigide qui garantit la stabilité globale de la construction.

I.5Conception de la structure:

I.5.1Planchers:

Dans notre projet utilisé deux types de plancher :

➢ Plancher corps creux : utilisé pour le RDC et les étage courant.

➢ Dalle pleine : utilisé pour les balcons.

I.5.2Poutres:

Une structure porteuse horizontale, pouvant être en métal, en bois ou en béton armé, elle supporte des charges verticales et les transmet à ses points d'appui

.➢ Les poutres transversales (secondaires).

➢ Les poutres longitudinales (principales).

I.5.3 Poteaux:

Les poteaux, constitués de béton armé, sont des éléments verticaux essentiels dans la structure. Leur fonction principale est de supporter les charges provenant des surcharges et des charges transmises par les poutres, puis de les transférer aux fondations.

I.5.4 Escaliers :

Ces éléments facilitent la circulation verticale des personnes entre les différents niveaux. Ils sont construits en béton armé, coulé sur place.
Dans notre cas on a : Escalier droit à deux volées.

I.5.5 Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont formés de deux parois en briques creuses, chacune ayant une épaisseur de 10 centimètres, séparées par une lame d'air de 5 centimètres. Quant aux murs intérieurs, ils sont constitués de briques creuses d'une épaisseur de 10 centimètres.

I.5.6 Voiles:

Ces sont des composants verticaux fabriqués en béton armé. Les décisions concernant leur nombre, leurs dimensions et leur emplacement seront prises ultérieurement après une étude approfondie.

I.5.7 Revêtement:

Les plafonds et les murs intérieurs sont recouverts d'un enduit en plâtre, tandis que les murs extérieurs et les cloisons sont revêtus d'un enduit en ciment. Les planchers sont ornés d'un revêtement en carrelage.

I.5.8 L'acrotère:

Au niveau de terrasse**,** le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de **60 cm d'hauteur** et de **10 cm d'épaisseur.**

I.5.9 Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.5.10 Balcons:

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

I.5.11 L'infrastructure:

La fondation sera construite en béton armé et remplira les fonctions suivantes :
-Transférer les charges horizontales et verticales vers le sol.
-Minimiser les mouvements de tassement.
-Assurer l'ancrage de la structure dans le sol.

I.5.12 Isolation:

L'isolation acoustique est garantie par le vide des corps creux et la masse du plancher. Quant aux murs extérieurs, l'isolation est assurée par l'espace d'air entre les deux parois les constituant, ainsi que par la réduction des ponts thermiques pendant la construction.

I.6 Caractéristiques des matériaux:

Le béton armé est une combinaison de béton et de barres d'acier, qui bénéficie des propriétés mécaniques synergiques de ces deux matériaux. Il est largement employé dans la construction, notamment dans les secteurs du bâtiment et du génie civil.

I.6.1 le béton:

a) Définition :

Le béton, matériau composite, offre une forte résistance à la compression mais est moins résistant à la traction. Il se compose de granulats tels que le gravier et le sable, d'un liant hydraulique et d'eau. Des adjuvants peuvent être ajoutés pour améliorer ses performances. La composition recherchée doit offrir les avantages suivants :

- une excellente résistance à la compression,
- une facilité d'utilisation,
- une maintenance aisée et une bonne résistance au feu.

En considère une masse volumique de **2500Kg/m³**.Pour le présent projet on adoptera f_{c28}= 30 MPa.

b) Composition du béton:

- ***Le ciment:***

Le ciment est un liant hydraulique, généralement sous forme de poudre minérale fine, qui réagit avec l'eau pour former une pâte. Cette pâte durcit progressivement à l'air, ce qui en fait un composant essentiel du béton. Le dosage de ciment dans le béton varie généralement entre 300 et 400 kg par mètre cube, et il permet de transformer un mélange sans cohésion en une structure solide.

- ***Le sable :***

Le sable est formé de grains issus de la fragmentation des roches, avec une taille généralement inférieure à 8 mm. Un sable de qualité comporte des grains de diverses tailles, mais une proportion plus importante de gros grains que de petits. Le dosage habituel se situe entre 380 et 450 litres.

- ***Graviers :***

Les granulats sont formés de grains rocheux, typiquement d'une taille allant de 5 à 25 mm. Ils doivent être durs, propres et résistants au gel. Les meilleurs graviers sont

obtenus par le concassage de roches dures, produisant des matériaux concassés. Le dosage des graviers se situe généralement entre 750 et 850 litres

➢ ***L'eau de gâchage:***

L'eau utilisée dans la construction joue plusieurs rôles essentiels : elle permet l'hydratation du liant, le mouillage des granulats et facilite le mélange pour une mise en œuvre efficace. La résistance finale du béton dépend en grande partie du rapport entre la masse d'eau et la masse de ciment dans le mélange, également connu sous le nom de rapport E/C.

En résumé, la composition du béton adoptée est celle courante telle que:

- Dosage en ciment 350Kg/m3 de classe CPA 325.
- Quantité de sable 400 L de diamètre 0 à 5.
- Quantité de gravier 800 L de diamètre 15 à 25.
- Quantité d'eau de gâchage 175 L.

Cette composition conduit à un béton de densité égale à : **ρ = 25 KN/m**

c) Résistance caractéristique du béton :

◆ ***Résistance à la compression :*****(BEAL 91) et (DTR-B.C.41)**

Dans le cadre de l'établissement des projets, la caractérisation d'un béton se fait généralement par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, appelée valeur caractéristique requise (ou spécifiée), notée fc28. Cette valeur est choisie en fonction des conditions locales et des normes de contrôle permettant de vérifier son atteinte.

Lorsque des charges sont appliquées sur un béton dont l'âge, j, est inférieur à 28 jours, on se réfère à sa résistance caractéristique fcj, évaluée pour cet âge spécifique. Pour j ≤ 28, on peut approximativement considérer que les résistances fcj des bétons non traités thermiquement suivent les lois suivantes.

$f_{cj} = j \times f_{c28}/(4.76 + 0.83j)$ *si:* $f_{c28} \leq 40$

$f_{cj} = j \times f_{c28}/(1.40 + 0.95j)$ *si:* $f_{c28} \geq 40$

Pour j> 28 on a $f_{cj} = f_{c28}$

Pour notre étude on a : f_{c28}=30 MPa

◆ ***Résistance à la traction : (Art 2-3-3-1 BAEL91) :***

La résistance caractéristique à la traction du béton à ‹ **j** › jours notée **ftj** est conventionnellement définie par la formule suivante :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06.f_{c28}$

f_{t28} *=2.4 MPa*

Cette formule est valable pour les valeurs de **fcj □ 60 MPa.**

d) Déformation du béton :

➢***Module d'élasticité longitudinale :***

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91** :

✓***Le module de déformation instantanée :***

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{i28} =34179.56*MPa*

✓***Le module de déformation différée :***

Pour des charges de longue durée d'application on a :

Evj = $3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ *Evj=11496.76MPa*

➢***Module de déformation transversale :***

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

G= E / 2 (1+v)

v: Coefficient de poisson

✓***Coefficient de poisson :***

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales **:**(Art A2.1.3, BAEL 91)

$$\begin{cases} \mathbf{v} = \mathbf{0} \text{ dans le cas des états limites ultimes (E. L. U) (section fissurée)} \\ \mathbf{v} = \mathbf{0.2} \text{ dans le cas des états limites de service (E. L. S) (section non fissurée).} \end{cases}$$

d) Contraintes limites :

➢ **Contrainte limite à la compression à l'ELU:**

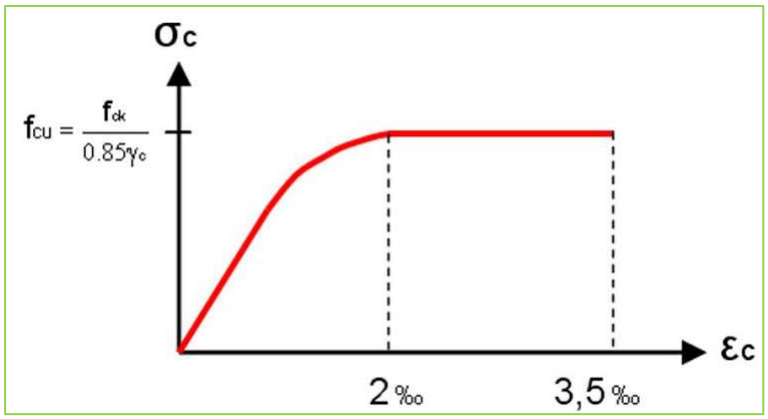


Figure I.2: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ **MPa (BAEL91 art 2.3.3.3)**

Sachant que :

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.8 & T < 1h \end{cases}$$

f_{bu}: contrainte ultime du béton en compression.

γ_b :Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

γ_b =1.15 situation accidentelles

γ_b=1.5 situation courante

Pour notre cas : **fc28 =30MPa**, on obtient : f_{bu}**=17MPa**

f_{bu}**=26.09MPa**

- ***Contrainte ultime de cisaillement de béton :*** **(Art 7–4.3. 1 BAEL91)**

1) Pour la fissuration peu nuisible :

$\bar{\tau}_u = min\left(\frac{0.2\times f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right)$ → $\bar{\tau}_u$= 4 MPa S.D.T / $\bar{\tau}_u$= 5.22 MPa

2) Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:

$\bar{\tau}_u = min\left(\frac{0.15\times f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$ → $\bar{\tau}_u$= 3 MPa S.D.T / $\bar{\tau}_u$= 3.91 MPa SA

- ***Contraintes de service à la compression à l'ELS: (BAEL91)***

$\bar{\sigma}_{bc}$=0.6f_{c28}

I.6.2 Les aciers :

a) Définition :

Les armatures ont pour fonction de supporter les forces de traction, une tâche que le béton seul ne peut accomplir efficacement. Les aciers sont distingués par leurs limites élastiques (fe) et leurs modules d'élasticité (E). Leur forte adhérence au béton favorise la formation d'un matériau homogène.Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :

Es=200 000MPA.

b) *Caractéristiques des aciers utilisés :*

- ***Aciers à haute adhérence (H.A) :***

Pour améliorer l'adhérence entre le béton et l'acier, on recourt à des armatures dotées d'une forme spécifique, souvent obtenue par l'ajout de nervures saillantes sur leur surface. Ces armatures sont généralement disponibles en deux classes d'acier, FeE400 et FeE500, et ont le même diamètre que les ronds lisses.

Dans notre projet, nous utilisons des armatures de type 1 en acier **FeE500.**

- ***Treillis soudés :***

Un treillis soudé représente une armature pour le béton armé, disponible sous forme de plaques ou de rouleaux. Il est constitué de barres d'armature croisées et reliées entre elles par soudure.

c) Diagramme contrainte déformation : (BEAL 91) ET (DTR.B.C.2.4)

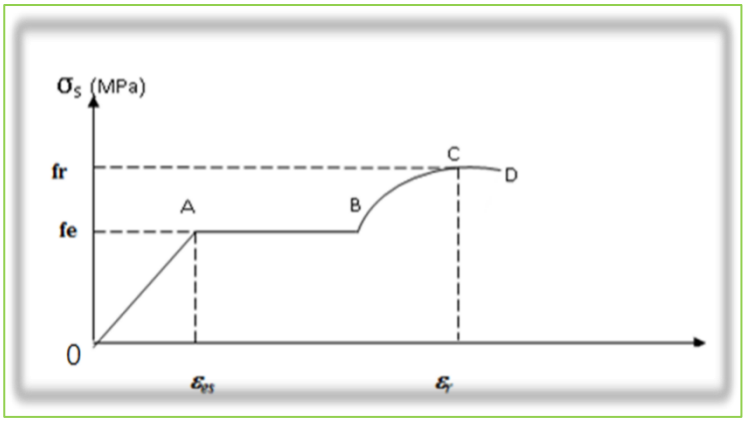


Figure I.3: Diagramme contrainte déformation de l'acier en traction

- La droite OA est le domaine élastique linéaire
- La droite AB est le palier de ductilité, pour lequel la contrainte de traction égal a fe.
- L'arc BC : Domaine de raffermissement.
- Le point C est le point de rupture.

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit:
f_r : Résistance à la rupture
fe : Limite d'élasticité
ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
ε_r : Allongement à la rupture

d) Diagramme contrainte déformation de calcul :
Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

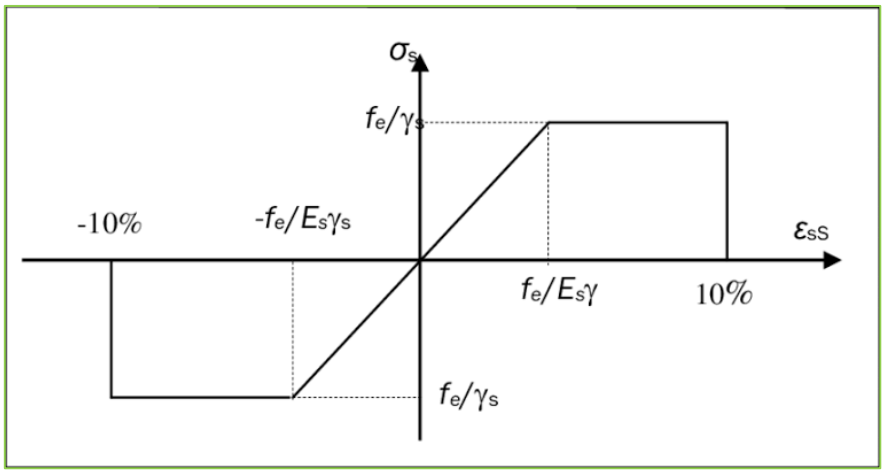


Figure I.4: Diagramme contrainte déformation de calcul

➢ ***Limite d'élasticité à L'ELU :***

$$\varepsilon_S = \frac{\sigma_s}{E_S}$$

E_S: (Est défini par la pente de la droite passant par l'origine) E = 200 000 MPa.

γ_S: Coefficient de sécurité.

Sachant que:
γ_s=1.5 Pour une situation durable ;
γ_s=1.15 pour une situation accidentelle ;
Pour notre cas :

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ σ_s : 348 pour une situation durable
σ_s: 500une situation accidentelle

➢ ***Etat limite de service ELS :***
La valeur de est donnée en fonction de la fissuration :

- Fissuration peu nuisible **: BAEL91 art 4-5-32**

  aucune vérification à faire
- Fissuration nuisible **:BAEL91 art 4-5-33**

$\bar{\sigma} = min\{110\sqrt{f_{tj}.\eta}\,; \frac{2}{3}f_e\}$=215.55MPa

- Fissuration très nuisible : **BAEL91 art 4-5-34**

$\bar{\sigma}$=$min\{90\sqrt{f_{tj}.\eta}\,; \frac{1}{2}f_e\}$=176.36MPa

η:Coefficient de fissuration $\eta \begin{cases} 1 & pour\ les\ ronds\ lisses \\ 1.6 & pour\ les\ HA \\ 1.3 & pour\ les\ HA\ \emptyset < 6mm \end{cases}$

I.7 Hypothèse de calcul :

À l'ELU :

Voici les hypothèses de calcul énumérées :

- Les sections droites demeurent planes et aucun glissement relatif n'est autorisé entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est considérée comme négligeable.
- Les déformations des sections sont restreintes, avec un allongement unitaire maximal de l'acier à 10‰, et des limitations de raccourcissement unitaire du béton à 3,5‰ en flexion et 2‰ en compression simple.

À L'ELS:

Voici les hypothèses prises en compte dans les calculs :

- Les sections droites demeurent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton, sauf dans le voisinage immédiat des fissures.
- La contribution du béton en tension est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques, sans tenir compte du retrait et du fluage du béton.
- Par convention, le rapport n du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton, ou coefficient d'équivalence, est fixé à 15 à long terme.(n=$\frac{E_S}{E_b}$=15)

I.8 Les actions:

On appelle actions, les forces et les charges appliquées aux déformations imposées à une structure. On distingue trois types d'actions : - Actions permanentes. - Actions variables (d'exploitation). - Actions accidentelles

- ***Actions permanentes (G) :***

Ce sont des actions continues dans l'intensité est constante dans le temps. Exemple : le poids propre de la structure, poids des équipements fixes, Revêtements, superstructures, murs. Poussée des terres, de l'eau.etc…)

➢ ***Actions variables (Q)*** :

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps et d'une manière importante. La durée d'application est très faible par rapport aux durées de vie de constructions, on trouve :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets de température

➢ ***Actions accidentelles (FA) :***

Ce sont des actions provenant de phénomènes se produisant rarement avec une faible durée d'application, par exemple : séisme,Explosions,Erosion de sol.

I.9 Combinaisons de calculs :

Pour tenir compte la sécurité de la structure on combine ces actions avec des coefficients des
sécurité réglementaire

➢ **combinaison de BAEL 91 :**

- Gmax+ Gmin + Q1 + ∑ Ψ0iQi état limite de service
- 1.35Gmax + Gmin+ γ_{Q1}Q1 +∑ Ψ0iQi état limite ultime

Gmax: ensemble des actions permanentes défavorables.
Gmin: ensemble des actions permanentes favorables.
Q1: actions variables de base.
Qi: autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient Ψi.

➢ **combinaison de RPA :**

- G + Q ± Exy
- 0.8G ± Exy

Pour les structures sans voiles (auto-stables) la combinaison G + Q ± Exy est remplacée par la combinaison suivante :

G + Q ± 1.2 Exy

G : charge permanente.
Q : charge d'exploitation.
E : action sismique représentée sur le plan horizontal (sur l'axe X et Y)

CHAPITRE II

PRE DIMMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

II.1 Introduction:

Le pré-dimensionnement des composants de la structure repose sur des principes empiriques. Cette phase initiale constitue le fondement permettant de justifier divers paramètres, notamment la stabilité, la durabilité et la résistance de l'ouvrage face aux charges horizontales et verticales

II.2 Pré dimensionnement des planchers:

II.2.1 Corps creux:

Les planchers sont essentiels dans la configuration des étages d'un bâtiment, supportant les charges des occupants, du mobilier et des surcharges temporaires. Ils assurent la sécurité et la stabilité en résistant à ces charges, les transmettant efficacement aux éléments porteurs comme les poutres et les colonnes, répartissant ainsi uniformément le poids sur l'ensemble de la structure.

- La détermination de la charge d'exploitation se fait suivant l'usage de l'étage:
- Terrasse non accessible : Q 1,00 $KN\ m\ 2$.
- Plancher étage commercial : Q 4,00 $KN\ m\ 2$.
- Plancher sous sol: Q 2,50 $KN\ m\ 2$
- Dans notre structure, on utilise de types de planchers :

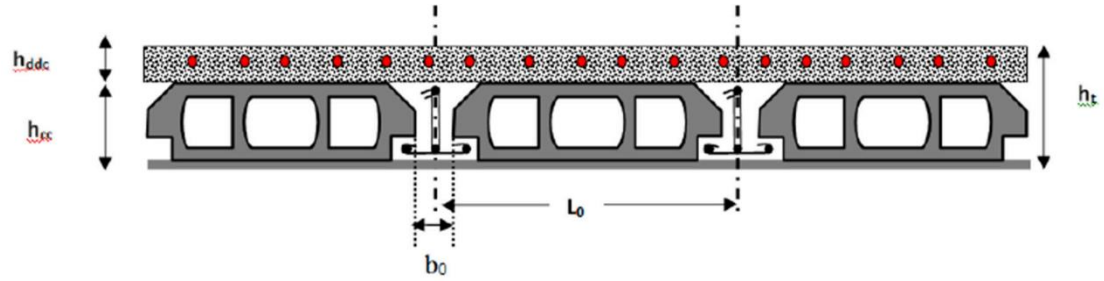


Figure II.1 : coupe transversale d'un plancher a corps creux

ht : Hauteur totale du plancher.
h_{ddc}: l'épaisseur de dalle de compression
h_{cc}: l`epaisseur du corps creux
L_0 : distance entre axe des poutrelles.
b_0: largeur de la nervure.

Avec : $h_t = \frac{L_{max}}{22.5}$ selon CBA 93 (article B.6.8.4.2.4)

L_{max}: Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

Dans notre cas :

$$L_{x\,max} = 430cm$$
$$L_{y\,max} = 420cm$$

$$\mathrm{L} = 420\mathrm{cm} \rightarrow \mathrm{h_t} = \frac{420-30}{22.5} = 17.33\mathrm{cm}$$

Donc, on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur égale à 24 cm.

$h_{t=}24cm$ { 20cm pour leppaisseur du corps creux ; 4cm pour la dalle de compression

II.2.2 Les poutrelles :

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères :

-Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche ;

-Le critère de la continuité (là où il y a plus d'appuis) ;

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression), qui servent à transmettre des charges reparties et concentrées vers les poutres principales :

$h_{□}$= 20 cm (pour dalle 16+4)
□$_0$=(0.4 *à* 0.6) ×$h_{□}$ = (8 à 12)
On adopte : $b_0 = 10cm$

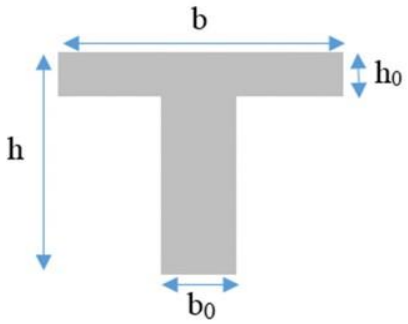


Figure II.2: Coupe transversale d`une poutrelle

$\frac{b-b0}{2} \leq min\left(\frac{Lx}{2}; \frac{Ly}{10}\right)$ …….. **BAEL 91 (article 4.1.3)**

Avec :

h = 20cm ; h_0 = 4cm , b_0 = 10 cm

L_x: Distance entre nus de deux poutrelles ⇒ $L_x = 65 - 10 = 55cm$
L_y: Langueur de la travée minimale d'une poutrelle ⇒ $L_y = 420 - 30 = 390cm$

$$\frac{b-10}{2} \leq min\left(\frac{55}{2}; \frac{390}{10}\right)$$

On adopte : $b_1 = 27.5cm$

$b = 2b_1 + b_0 \rightarrow b = 2 \times 27.5+10 \rightarrow b=65cm$

II.2.3 Plancher en dalle pleine:

Une dalle pleine désigne une surface horizontale en béton armé coulée sur place, supportée par 1, 2, 3 ou 4 poutres en béton armé. Ce type de plancher est généralement adopté lorsque l'utilisation d'un plancher à corps creux n'est plus appropriée. Son dimensionnement dépend des critères suivants :

- ***Critère de résistance à la flexion :***

$e \geq \frac{l_x}{20}$ → pour les dalles isostatique

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ → pour les dalles sur deux appuis ayant $\rho < 0.4$

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ → pour les dalles sur trois ou quatre appuis ayant $\rho \geq 0.4$

L_x : la plus petite dimension du panneau de dalle.

- ***Condition de résistance au feu :***

h_T =7 cm résiste pour un coupe-feu de 1 heure,
h_T =11 cm résiste pour un coupe-feu de 2heures,
h_T =11 cm résiste pour un coupe-feu de 3heurse.

- ***Condition de confort phonique :***

h_T =13 cm pour assurer un confort acoustique minimal.

II.3 Escaliers:

L'escalier permet de passer à pied d'un niveau à un autre.
Un escalier est déterminé par :

- Cage d'escalier : murs ou voiles entourant l'escalier.
- giron : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier.
- Contremarche " h " : la hauteur de marche.
- Paillasse : partie inclinée servant de support aux marches sur toute leur largeur.

- Palier : partie horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée.
- Hauteur de marche : sa valeur est comprise entre 17cm ≥ h ≥13cm.
- Largeur de marche : largeur de la marche égale à 30 cm.

Formule de **Blondel** : $59 \leq g + 2h \leq 66$ (en cm).
En pratique on prend : $g + 2h = 64cm$

On prend **h=17cm**

Vérification de la relation de **Blondel** :

$60cm \leq 2*17+30 \leq 64cm \rightarrow 26cm \leq g \leq 30cm$

On prend **g=30cm**

- ***Nombres des marches :***

$h_{etage\ courant} = 3.06m$ $\quad n = \frac{306}{17} = 18$

$h_{rdc} = 4.08m$ $\quad n = \frac{408}{17} = 24$

$h_{ssol} = 3m$ $\quad n = \frac{300}{17} = 18$

- ***L'inclinaison de la paillasse :***

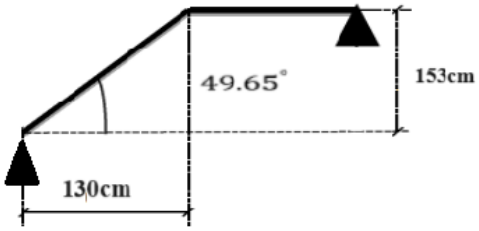


Figure II.3: Dimensions de l'escalier dans l`étage

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_{inc}}{30} \leq e \leq \frac{L_{inc}}{20}$$

$$6.7 \leq e \leq 15.05$$

On prend **e=15cm**

II.4 Acrotère:

L'acrotère a pour fonction d'assurer la sécurité complète de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier contre la force du vent.

Géométrie	
La hauteur h	60cm
L'épaisseur h_0	10 cm
L'enrobage c	2cm
La surface	$0.0685m^2$
L'enrobage	2cm
Chargement G	2.112 KN/ml

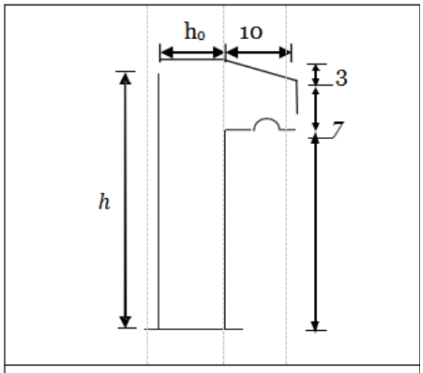


Figure II.4 :coupe de L'acrotère

Matériaux	
Béton de résistance fc_{28}	30MPa
Acier de limite élastique fe	500MPa

II-5 Poutres :

Ce sont des éléments structurels en béton armé avec une ligne médiane rectiligne, qui supportent des charges sur leur portée entre les points d'appui. Il existe deux types de poutres : les poutres principales et les poutres secondaires

II-5-1 Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

/	BAEL91	RPA99 VERSION2003	
Hauteur (h)	$\frac{Lmax}{15} \leq h \leq \frac{Lmax}{10}$ $\frac{430-30}{15} \leq h \leq \frac{430-30}{10}$ $26{,}66 \leq h \leq 40$ h=40 cm	$b \geq 30cm$…. CV. $h \geq 40cm$….CV. $\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{40}{30} = 1.33 < 4$….CV.	$h = 40$
Largeur (b)	$0.3h \leq b \leq 0.7h$ $12 \leq b \leq 28$ $b = 30cm$		$b = 30$

Avec : Lmax=430cm

Tableau II.2 : Pré dimensionnement des poutres principales.

II.5.2 poutres secondaires:

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

/	BAEL91	RPA99 VERSION2003	/
Hauteur (h)	$\frac{L\max}{15} \leq h \leq \frac{L\max}{10}$ $\frac{420-30}{15} \leq h \leq \frac{420-30}{10}$ $26.00 \leq h \leq 39.00$ h=35	$b \geq 20cm$…. CV. $h \geq 30cm$….CV. $\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{35}{30} = 1.166 < 4$….CV.	$h = 35$
Largeur (b)	$0.3h \leq b \leq 0.7h$ $10.50 \leq b \leq 24.50$ $b = 30cm$		$b = 30$

Avec : Lmax=420cm

Tableau II.2 : Pré dimensionnement des poutres secondaires.

II.6 voiles:

Les voiles ont deux fonctions principales : d'une part, ils contrevenante le bâtiment en absorbant les forces horizontales générées par les séismes, et d'autre part, ils contribuent à transférer une partie des charges verticales aux fondations.

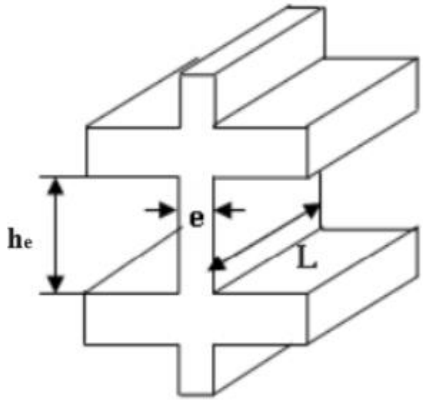


Figure II.5 : Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur de voiles est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec:

e: Épaisseur du voile.

L : Largeur du voile.

h_e: Hauteur libre d'étage.

Épaisseur : L'épaisseur **e** d'un voile dépend de la hauteur d'étage he et des conditions derigidité aux extrémités.

$$e \geq \max\left\{\frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right\}$$

- **Pour le ssol:**

$h_e = 300cm$ $\quad e \geq \frac{260}{20} \geq 13cm$

- **Pour le RDC:**

$h_e = 4.08m$ $\quad e \geq \frac{368}{20} \geq 18.4cm$

- **Pour l`étage courant:**

$h_e = 3.06m$ $\quad e \geq \frac{266}{20} \geq 13.3cm$

D'après le **RPA** l'épaisseur minimale est de 15 cm donc on prend : e=20cm.

II.7 balcons :

Le balcon est formé d'une dalle pleine, agissant comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de la dalle du balcon est déterminée par la formule suivante.

$$e \geq \frac{L}{10}$$

Avec L=140cm

$e \geq \frac{L}{10} \rightarrow e \geq \frac{140}{10}$ On prend: **e=15cm** .

II.8 poteaux :

II.8.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structurels chargés de supporter les charges et les surcharges des différents niveaux, puis de les transmettre au sol par le biais des fondations. Dans un premier temps, nous déterminerons les sections des poteaux selon le Code des Bâtiments d'Algérie de 1993 (CBA 93), puis nous les vérifierons pour leur compatibilité avec les Règles Parasismiques Algériennes de 1999 (RPA 99/version 2003).La procédure de calcul se fera comme suit :

- On considère le poteau le plus sollicité ;
- On calcule la surface afférente au poteau ;
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau

II.8.2 Descente des charges :

La descente de charge désigne le parcours emprunté par les diverses actions (charges et surcharges) depuis le niveau le plus élevé de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant leur transmission au sol. Cette procédure sera réalisée pour le poteau le plus sollicité, souvent celui ayant la plus grande surface en contact.

- ***Loi de dégression des surcharges d'exploitation :***

Les directives de la norme BAEL91 préconisent une réduction des charges d'exploitation afin de prendre en considération la non-simultanéité du chargement sur tous les niveaux, caractérisée par des surcharges variables.

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right)\sum_{i=1}^{n}(Q_i - Q_{ri}) + \sum_{i=1}^{n} Q_{ri} \quad \text{pour} \quad n \geq 5$$

Avec :

Q_0 : charge d'exploitation sur la terrasse ;
Q_1 : charge d'exploitation du dernier niveau ;
Q_i : charge d'exploitation de l'étage i compté à partir du haut ;
Q_{ri} : = 1 KN/m^2 à partir du haut pour les locaux de bureaux,
Q_{ri}= 0 pour les autres

		Q(KN/m^2)	**Q(kN/m^2)**
TERRASSE	Q_0	1	14.85
ETAGE4	$Q_0 + Q_1$	2.5	37.13
ETAGE3	$Q_0 + 1.9Q_1$	3.85	57.17
ETAGE2	$Q_0 + 2.7Q_1$	5.05	75
ETAGE1	$Q_0 + 3.4Q_1$	6.1	90.6
RDC	$Q_0 + 4\ Q_1$	9	133.65
SSOL	$Q_0 + 4.5Q_1$	11.5	170.78

Tableau II.3: Dégression des surcharges d'exploitation

II.8.3 Calcul de la surface afférente:

S=(1.85+1.8)×(2+1.7)x1.1=14.85 m2

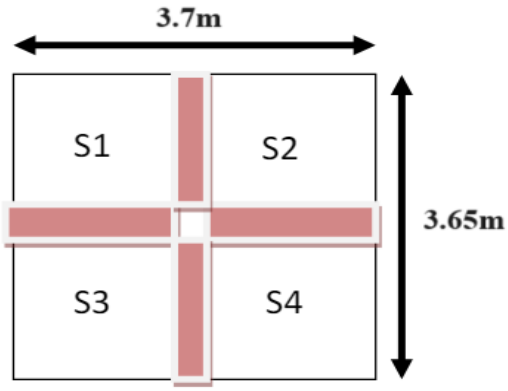


Figure II.6 : Surface afférente du poteau.

II.8.4 Charges transmises au poteau le plus sollicité :

- ***Charges des poutres :***

$$G = \gamma \times b \times h \times \frac{L}{2}$$

$G_{pp} = 25 \times 3.7 \times 0.4 \times 0.3 = 11.10KN$

$G_{ps} = 25 \times 3.65 \times 0.35 \times 0.3 = 9.68KN$

II.9 Charges surcharges sur les planchers :

- ***Étage courant:***

$$G_{EC} = G \times S = 5.2 \times 14.85 = 77.22KN$$

$$Q_{EC} = Q \times S = 1.5 \times 14.85 = 22.28KN$$

- ***Terrasse inaccessible:***

$$G_{TI} = G \times S = 6.32 \times 14.85 = 93.85KN$$

$$Q_{TI} = Q \times S = 1 \times 14.85 = 14.85KN$$

- ***RDC:***

$$G_{RDC} = G \times S = 5.2 \times 14.85 = 77.22KN$$

$$Q_{RDC} = Q \times S = 4 \times 14.85 = 59.4KN$$

- ***SSOL:***

$$G_{SSOL} = G \times S = 5.2 \times 14.85 = 77.22KN$$

$$Q_{SSOL} = Q \times S = 2.5 \times 14.85 = 37.13KN$$

- ***Poids propre des poteaux :***

$$G_{poteau} = \gamma \times h \times b \times h_e$$

$G_{pot/SSOL} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3 = 6.75\text{KN}$

$G_{pot/RDC} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 4.08 = 9.18\text{KN}$

$G_{pot/EC} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.06 = 6.89\text{KN}$

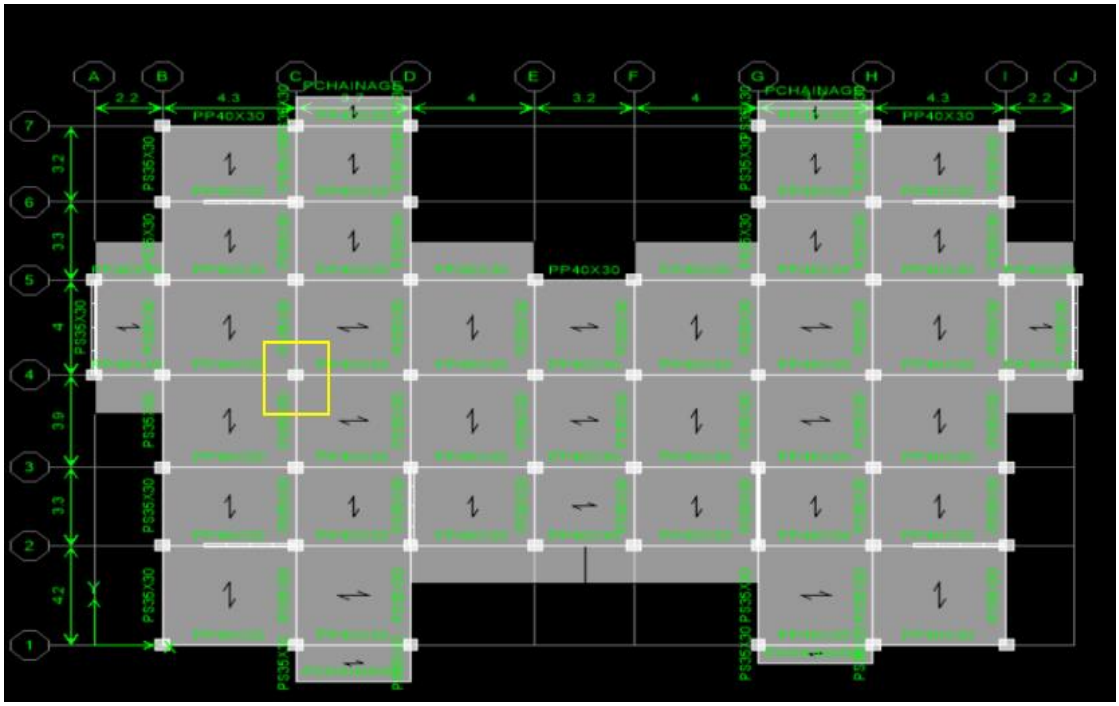


Figure II.7 : Position du poteau le plus sollicité

Niveau	Élément	Poids propres G (KN)	N_g	N_q	N_u	N'_u
Terrasse	TERRASSE	93.85	**114.53**	**14.85**	**176.89**	**194.57**
	P.P	11.10				
	P.S	9.58				
Étage 4	Venant de l'étage 5	114.53	**212.43**	**22.27**	**320.19**	**352.209**
	Plancher	77.22				
	P.P	11.1				
	P.S	9.58				
Etage3	Venant de l'étage 4	212.43	**310.33**	**22.27**	**452.35**	**497.585**
	Plancher	77.22				
	P.P	11.1				
	P.S	9.58				
Étage 2	Venant de l'étage 3	310.33	**408.23**	**22.27**	**584.51**	**642.96**
	Plancher	77.22				
	P.P	11.1				
	P.S	9.58				
Étage 1	Venant de l'étage 2	408.23	**506.13**	**22.27**	**716.68**	**788.34**
	Plancher	77.22				
	P.P	11.1				
	P.S	9.58				
RDC	Venant de l'étage 1	506.13	**604.03**	**59.4**	**904.54**	**995**
	Plancher	77.22				
	P.P	11.1				
	P.S	9.58				
SSOL	Venant du RDC	604.03	**800.1**	**37.12**	**1135.815**	**1249.40**
	Plancher	77.22				
	P.P	11.1				
	P.S	9.58				

Tableau II.4: Calcul de l'effort normal à la base des poteaux

On mènera le calcul à L'ELU (BAEL 91) et la vérification d'après (RPA99/V2003).
Selon BAEL91 on a:

$$B_r \geq \frac{k\beta N_u}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 f_{ed}}{100}}$$

K=1.2 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours
K=1.1 Si plus de la majeure partie des charges
K=1 pour les autres cas
B_r: $section\ reduite\ du\ poteau\ en\ cm^2$

$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 26.09\ MPa$ $f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78\ MPa$

f : Résistance à la compression du béton c28 f = 30 MPa
fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé fe = 500 MPa
γ_b= 1,5
γ_s = 1,15
θ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

θ = 1:T > 24h
θ = 0.9 : 1h ≤ T ≤ 24h
θ = 0.85 T< 1h

On prend = 1

β: Coefficient dépendant de l'élancement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

- si λ ≤ 50 : β = 1 + 0,2. (λ / 35) ².
- si 50 < λ < 70 : β = 0,60 (50 / λ) ².

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \text{ (a: le plus petit cote)}$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élancement mécanique forfaitairement à λ = 35

D'où : β = 1+ 0,2.1 = 1.2⇒ $B_r \geq \frac{1 \times 1.2 \times N_u \times 10^{-3}}{1 \times \frac{26.09}{0.9} + \frac{0.85 \times 434.78}{100}} \times 10^4 = 0.37 N_u (cm^2)$

Étage	NG	NQ	NU	Nu cum	Br(cm²)	A(cm)	A adopée
La terrasse	114.53	14.85	176.89	176.86	65.43	/	/
4ème étage	212.43	22.27	320.19	497.05	183.90	15.56	40*40
3ème étage	310.33	22.27	452.35	949.4	351.28	20.74	40*40
2ème étage	408.23	22.27	584.51	1533.91	567.54	25.82	40*40
1er étage	506.13	22.27	716.68	2250.59	832.71	30.85	40*40
RDC	604.03	37.12	871.12	3121.71	1155.03	35.98	45*45

Tableau II.5 : Sections des poteaux des différents étages

Vérification au flambement:

Le flambement est phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures.

On doit vérifier que : $\lambda \leq 35$

L_f :longueur de flambement ($L_f=0,7L_0$) □

L_0: Hauteur libre du poteau = H_{poteau} -$H_{plancher}$

i : Section de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

S : Section transversale des poteaux (b*h)

I : Moment d'inertie du poteau :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad \lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{s}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

étage	h(m)	L_0 (m)	b(m)	λ	$\lambda \leq 35$
La terrasse	3.06	2.86	0.4	17.34	Vérifier
4ème étage	3.06	2.86	0.4	17.34	Vérifier
3ème étage	3.06	2.86	0.4	17.34	Vérifier
2ème étage	3.06	2.86	0.4	17.34	Vérifier
1er étage	3.06	2.86	0.4	17.34	vérifier
RDC	4.08	3.88	0.4	23.52	vérifier
sous-sol	3	2.8	0.4	16.97	vérifier

Tableau II.6 Vérification des poteaux au flambement

- ***Vérification des conditions de RPA (Art7.4.1 RPA99 révisé en 2003) :***

$$\begin{cases} \text{Min}(b;h) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(b;h) \geq (h-e)/20 \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \qquad \begin{cases} \text{Min}(40;40) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(40;40) = 40 \geq \frac{280}{20} = 14 \\ \frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4 \quad 0.25 < 1 < 4 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées

CHAPITRE III
CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Introdution:

Ce chapitre traite du dimensionnement et du calcul des éléments de la structure autres que ceux destinés au contreventement. Cela inclut l'acrotère, les escaliers, les balcons, les planchers à corps creux, ainsi que les dalles pleines.

III.1.Plancher a corps creux:

Nous avons effectué des calculs pour le plancher le plus sollicité. Il s'agit d'un plancher à corps creux de type (16+4), comprenant un corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm. Ce plancher est constitué des éléments suivants :

- ***Nervures (poutrelles) :*** Elles ont une section en T, supportent les entrevous, et répartissent les charges sur les appuis extrêmes. L'espacement entre les axes des poutrelles est de 65 cm.

- ***Remplissage en corps creux (hourdis) :*** D'une hauteur de 20 cm, ces éléments servent à la fois de coffrage perdu et d'isolation phonique.

- ***Dalle de compression :*** En béton, de 5 cm d'épaisseur, renforcée par un treillis soudé, elle a pour objectifs de:

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts appliqués sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges entre les poutrelles voisines, notamment celles correspondant aux cloisons.

- ***Ferraillage de la dalle de compression :***

La dalle de compression, coulée sur place, a une épaisseur de 4 cm et est renforcée par un quadrillage en treillis soudé de nuance TLE 520. Conformément aux normes du BAEL (B6.8.423), les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

III.1.1 Étude de la dalle de compression:

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :
La section minimale des armatures doit être :

Pour l'écartement des axes des nervures Ln inférieure ou égal à 50 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200 f_e;\ A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2}\right)$$

Pour l'écartement des axes des nervures Ln comprise entre 50 et 80 cm, on a :

$$A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2}\right)$$

Avec :
Ln : Distance entre axes des nervures en (cm).
fe : La limite d'élasticité.
La distance entre axes des poutrelles est de : l =65 cm

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre mm 6est fe=520 MPa

- ***Armatures perpendiculaires aux nervures :***

$$50\ \text{cm} \leq L_n = 65\text{cm} \leq 80\text{cm}$$

Donc on a :

$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4\times 65}{500} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.52\text{cm}^2/\text{ml}.$

On prend $5\text{Ø}4/\text{ml}$ = 0,63 cm^2 / ml avec e = 20 cm

- ***<u>Armatures parallèles aux nervures :</u>***

$A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2}\right) \Longrightarrow \frac{0.63}{2} \Longrightarrow A_{//} \geq 0.32\text{cm}^2/\text{ml}.$

on prend $5\text{Ø}4/\text{ml} \Longrightarrow A_{//} = 0.78\ \text{cm}^2/\text{ml}$

Donc on adoptera un treillis soudés de : $\text{Ø}5(20 \times 20)\text{cm}^2$

III.1.2 Étude des poutrelles:

- ***Dimensionnement:***

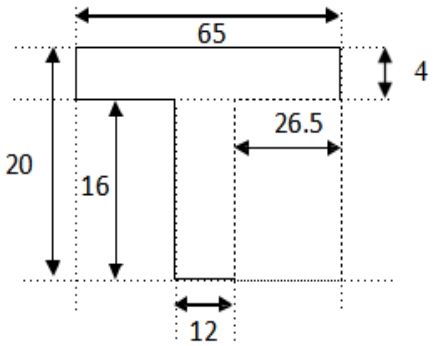


Figure III.1 : Schéma de poutrelle.

b [cm]	b_0 [cm]	h [cm]	h_0 [cm]	b1 [cm]	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]	**fbu** [MPa]	$\mathbf{f_t}$ [MPa]	**f ed** [MPa]
65	12	20	4	22.5	30	500	17	2,4	434.78

Tableau III.1 : Caractéristiques d'une poutrelle

- b= 65cm : distance entre axes de deux poutrelle
- h = (16+4) : hauteur du plancher en corps creux
- b0= 12cm : largeur de la poutrelle
- h0 = 4 cm : épaisseur de la dalle de compression
- $b1 = \frac{(b - b0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5$ cm

Combinaison des charges:

Le calcul des charges et des surcharges revenants aux poutrelles se fait comme suit :

A l'ELU : qu = 1.35G + 1.5Q et $q_u = l_0 \times q_u$
A L`ELS : $q_s = G + Q$ *et* $q_s = l_0 \times q_s$

Avec: $l_0 = 0.65m$

Chargement :

- Poids propre de la poutrelle : G1= 0.12×0.04×25= 0.12 KN/ml ;
- Poids du corps creux : G2 =0.65×0.95= 0.62 KN/ml ;
- Surcharge due à l'ouvrier : Q= 1.00 KN/ml.
- Charge permanente : G = G1+G2 =0.74 KN/ml
- Charge d'exploitation : Q=1 KN/ml

Les combinaisons d'action :

À l'ELU : qu = 1,35 G + 1,5 Q=1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 x1= 2,5 KN/ml

À l'ELS : qs = G +Q = (0,12 + 0,62) + 1=1,74 KN/ml

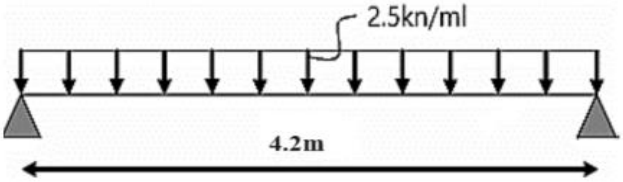


Figure III.2: Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul des efforts tranchant et moments max en travées :**

➢ **À L'ELU :**

Données :

qu=2.5 KN/ml,
Lmax= 4.20 m

$$Mu = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.2)^2}{8} = 5.51 \text{ KN.m}$$

$$Tu = \frac{qu \times L}{2} = \frac{2.5 \times 4.2}{2} = 5.25 \text{ KN}$$

➢ **À L'ELS :**

Données :

qs =1.74 KN/ml
Lmax= 3.80 m

$$Ms = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{1.74 \times (4.2)^2}{8} = 3.84 \text{ KN.m}$$

$$Ts = \frac{qs \times L}{2} = \frac{1.74 \times 4.2}{2} = 3.65 \text{ KN}$$

III.1.2.1 Méthodes de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type du plancher à l'aide de l'une des méthodes usuelles qui sont:

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthodes des trois moments.

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

a) La méthode forfaitaire :

Elle est applicable pour le calcul des planchers à surcharge modérée et sous les conditions suivantes : **(BAEL91modifié99 article 3.III.4)**

1- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min (2G ; 5\ KN/m^2)$
2- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
3- Les portées en travées sont égales : $0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$
4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1)-Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation est plus égale à deux fois la charge permanente ou 5KN/m2, c'est à dire :

$Q \leq \max [2G ; 5KN/ml] = \max [(2\times 4.11)KN/ml ; 5\ KN/ml]$
$Q \leq \max [8.22KN/ml ; 5KN/ml]$
$Q = 0.65\ KN/ml < 8.22\ KN/ml$ → **Condition vérifiée**

b)-le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées
→ **Condition vérifiée**

c)-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c à d :

$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$

$\frac{420}{330} = 1.30 \rightarrow$ **condition non vérifiée**

La condition b n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable .Pour cela, on applique la méthode de Caquot.

b) la méthode de Caquot :

Elle est applicable si l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives (BAEL91modifié99 article 3.III.5).

Exposé de la méthode :

a- Moment sur appuis :

$$M_i = \frac{qw.lw'^3 + qe.le'^3}{8.5(lw' + le')}$$

Tel que :

- q_w et q_e : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.
- l_w' et l_e' : Longueurs fictives.
- $l' = 0.8\ l$…… pour la travée intermédiaire.
- $l' = l$…… .....pour la travée de rive.

b- Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants d'appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues en faisant état des moments de continuité :

$V_w = \frac{M_w + M_e}{l} - \frac{q.l}{2} - \Sigma\, p_i\,(1 - \frac{a_i}{l})$

$V_e = V_w + q.\, l + \Sigma\, p_i$

Tel que :

M_w et M_e **:** les moments sur les appuis (M_w sur l'appui gauche et M_e sur l'appui droit).

p_i : Les charges concentrées appliquées sur la travée aux abscisses x_i à partir de l'appui gauche (w)

c- Moment en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme x_0 l'abscisses à partir de l'appui gauche (w)

$x_0 = \frac{-V_w}{q} = \frac{-V_w}{V_e - V_w} l$

Le moment maximal en travée vaut :

$M_t = M_w - V_w \times x_0 - \frac{q.{x_0}^2}{2} - \Sigma\, p_i\,(x_0 - a_i)$ avec $a_i < x_0$

- **Remarque :**

Après avoir faire rappelle aux méthodes manuel on a choisi de travailler avec logiciel : **ETABS V9.7.0**

- **Diagramme des moments fléchissant : ELU**

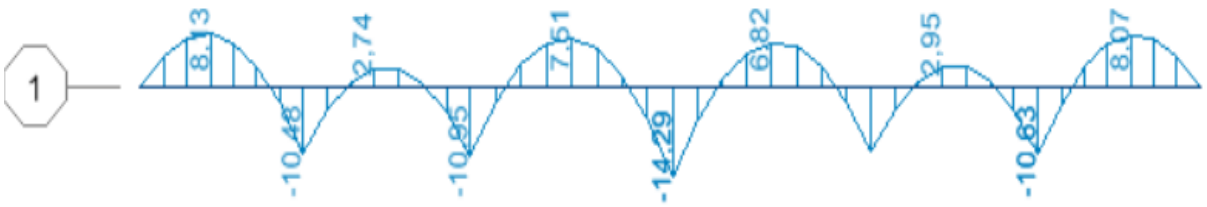


Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

- **Diagramme des efforts tranchant : ELU**

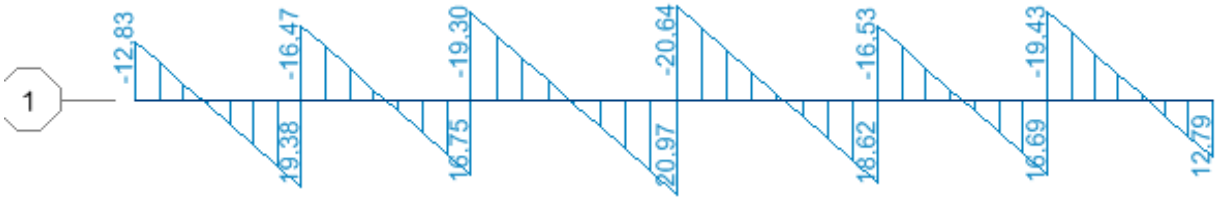


Figure III.4: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

- **Diagramme des moments fléchissant : ELS**

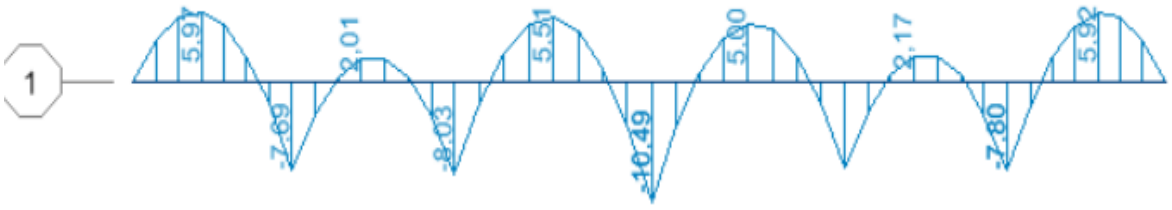


Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

❖ **Diagramme des efforts tranchant : ELS**

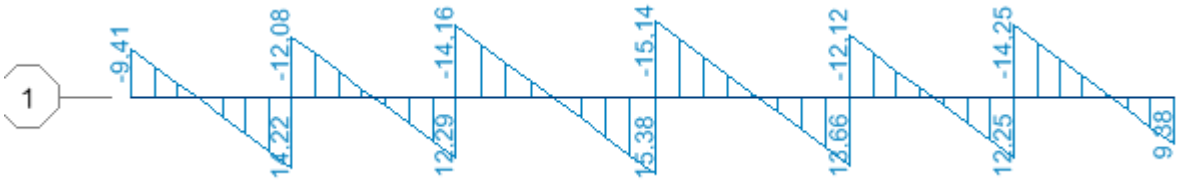


Figure III.6: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

➢ **Conclusion :**

À L'ELU :
$M_{T\ MAX}$ = 8.13 KN.M
$M_{A\ MAX}$ = −14.29 KN.M
V $_{max}$ = 20.97 KN

À L'ELS :
$M_{T\ MAX}$= 5,92 KN.M
$M_{A\ MAX}$ = −10.49KN.M
V $_{max}$ = 15.38 KN

III.1.2.2 Ferraillage de la poutrelle :

Calcul des armatures :

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes :

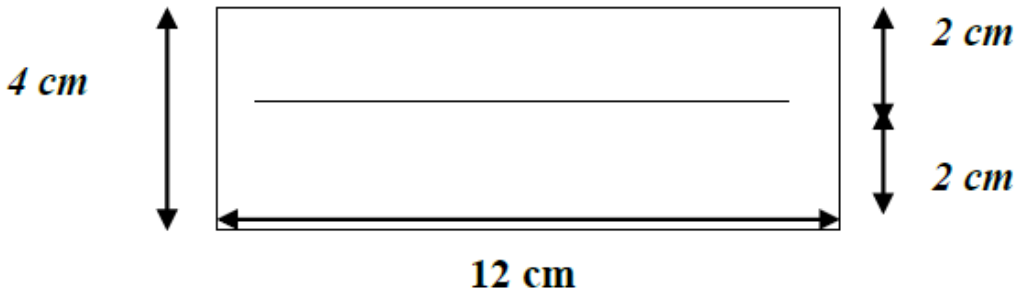


Figure III.7 : Dimensionnement de la section rectangulaire

Hauteur utile : d = h - c = 4 – 2 = 2 cm.

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{5.51\times10^{-3}}{0.12\times0.02^2\times17} = 6.75$$

$10^4\mu_{lu} = 3440\gamma + 49fc28 - 3050 \Longrightarrow \mu_{lu} = 0{,}333$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5.51}{3.84} = 1.43$$

$\mu_{bu} = 6.75 >>>>> \mu_{lu} = 0.333 \longrightarrow$ **A '≠0 (section doublement armée)**

- **Conclusion :**

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

Apres coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.
Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

- **Chargement :**

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

- **Charges et surcharges :**

poids propre de la terrasse inaccessible : G = 6.32 x 0.65 = 4.11 KN / ml.
surcharge d'exploitation de la terrasse inaccessible : Q = 1 x 0.65 = 0.65 KN/ml.
poids propre du plancher de l'étage courant et RDC : G = 5.22 x 0.65 = 3.40KN /ml.
surcharge d'exploitation d'étage courant et RDC : Q = 1.5 x 0.65 = 0.98 KN/ml.

- **Combinaison des charges :**

Plancher d'étage courant et RDC :

ELU : qu = 1,35.G +1,5.Q = 1,35(3.40) + 1,5 x (0.98) = 6.06 KN/ml.

ELS : qs = G + Q = 3.40 + 0.98 = 4.38 KN/ml.

Plancher terrasse inaccessible:

ELU : qu = 1.35 (4.11) + 1.5 x (0.65) = 6.52 KN /ml.

ELS : qs = G + Q = 4.11 + 0.65 = 4.76 KN/ml.

Remarque :

On calcule le plancher de **terrasse inaccessible** et on généralisé le ferraillage pour les autres planchers des différents niveaux.
Le cas le plus défavorable c'est le cas de **terrasse inaccessible** :

Qu=6.52 KN/ml Qs= 4.76KN/ml

Ferraillage à l'ELU :

b=65 cm, b0=12 cm, h=20 cm, h0=4 cm , d= 18 cm

❖ **Caractéristique des matériaux utilisés :**

- ✓ Acier : FeE 500 HA , γ_s =1.15, σ_s =434 MPa.
- ✓ Béton : fc_{28}=30 MPa , γ_b =1.5, f_{bu} =17 MPa , ft28=2.4 MPa
- ✓ Fissuration peu préjudiciable

❖ **Calcul de moment de la table :**

$$M_T = b \times h_0 \times (d - \frac{h_0}{2}) \times 17$$

$$M_T = 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - \frac{0.04}{2}) \times 17 \times 10^3$$

M_T =70.72 KN.m

$$M_{ut} \leq M_T$$

$8.13 \leq 70.72 \longrightarrow$ **Condition Vérifiée**

L'axe neutre est dans la table est partiellement comprimée on calcule la section comme une section rectangulaire (b × d) cm²

❖ **ELU :**

- ✓ **En travée : b=65 cm d=18 cm M_{tu}=8.13KN.m**

$$\mu_{bu} = \frac{Mtu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{8.13 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 17} = 0.022$$

10^4 μ_{lu} = 3440 γ+ 49f_{c28} – 3050 $\Longrightarrow$ μ_{lu} = 0,313

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8.13}{5.92} = 1.37$$

μ_{bu} =0,022 < μ_{lu}=0,313 $\longrightarrow$ **A '=0 (section simplement armée)**

Zb=d(1-0.6μ_{bu})= 0.18 (1-0.6×0.022)=0.177 m

$$A_f = \frac{M_{ts}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{8.13 \times 10^{-3}}{0.177 \times 434} = 1.05 \times 10^{-4}\ m^2 = 1.05\ cm^2$$

On adopte: **3HA12/ml =3,39 cm²**

✓ **En appuis : b=12 cm d=18 cm M_{au}= -14.29 KN.m**

$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{14.29 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 17} = 0.039$

$10^4 \mu_{lu}$= 3440 γ + 49f_{c28} – 3050 ⟹ μ_{lu}= 0,309

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.29}{10.49} = 1.36$$

μ_{bu} =0,039 < μ_{lu}=0,309 ⟶ **A '=0 (section simplement armée)**

Zb=d(1-0.6μ_{bu})= 0.18 (1-0.6×0.039)=0.175 m

$$A_f = \frac{M_{ts}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{14.29 \times 10^{-3}}{0.175 \times 434} = 1.88 \times 10^{-4}\ m^2 = 1.88\ cm^2$$

On adopte: **2HA12/ml =2.26 cm²**

Calcul des armatures transversales : (art A 7.2.2 BAEL91R99) :

$\boldsymbol{\Phi t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_l\right\}}$

$\boldsymbol{\Phi t \leq \min\left\{\frac{20}{35} = 0.571cm; \frac{12}{10} = 1.2cm; 1.2cm\right\}}$ => $\boldsymbol{\Phi t \leq 0.571cm}$

Nous prendrons **Ø =8mm** ; les armatures transversales sont : **2T8 (A=1,01cm²).**

✓ **Espacement :**

D'après RPA 99 /V2003 article (7.5.2.2) :

Dans les zones nodales :

$\boldsymbol{S_t} = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right\}$

$\boldsymbol{S_t} = \min\left\{\frac{20}{4} = 5cm; (12 \times 1.2) = 14.4cm\right\}$ = 5 cm

On adopte $\boldsymbol{S_t}$= 5cm

.**En dehors de la zone nodale :**

$\boldsymbol{S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2}}$ =10cm

On adopte $\boldsymbol{S_t}$ = 10cm

Les vérifications :

❖ **à L'ELU :**

a- Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.2.1 BAEL91R99)

✓ **En travée : b=65 cm d=18 cm M_{tu}=8.13KN.m**

$A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{ft28}{Fe} = 0{,}23(65) \times (18)\ x\ \frac{2.4}{500} = 1.29\ cm^2$.

A_{tu}=3,39 cm² > A_{min}= 1.29 cm² → **la condition vérifiée.**

✓ **En appuis : b=12 cm d=18 cm M_{au}= -14.29 KN.m**

A_{min} = 0,23.b.d.$\frac{ft28}{Fe}$ = 0,23(12) × (18) x $\frac{2.4}{500}$ = 0.238 cm².
A_{au}=2.26 cm² > A_{min}= 0.238 cm² → **la condition vérifiée.**

b- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A 5.1 BAEL 91R99)
On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
V_{max} = 20.97 KN
$\overline{\tau}$ = min { $\frac{0.2fc28}{\gamma_b}$; 5 MPA} = 4 MPA
$\tau = \frac{Vmax}{b.d} = \frac{20.97x10^{-3}}{0.12\times0.18}$ = 0.970 MPA < $\overline{\tau}$ = 4 MPa **La condition est vérifiée.**
c- Vérification de l'adhérence aux appuis :(Art A 6.1.3 BAEL 91R99)

$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \text{ x d x } \Sigma\mu i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi s. f_{t28}$ **(ψ s : Coefficient de scellement, 1.5 acier Fe500, haute adhérence)**
Avec :
τ_{se} : Contrainte d'adhérence. $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence.
$\Sigma_{\mu i}$ = n.π.φ ⟶ (Somme du périmètre utile des barres)
n: nombre des barres ϕ : Diamètre des barres (ϕ = 12 mm)
$\overline{\tau_{se=}}$ Ψs.f_{t28} = 1.5 x 2.4 = 3.6 MPA
$\Sigma_{\mu i}$ = n.π.φ= 2 x 3,14 x 12 = 75.36mm.
$\tau_{se} = \frac{20.97 \times10^3}{0.9\times180\times75.36} = 1.72\ MPA$
τ_{se}= 1.72 MPa <$\overline{\tau_{se}}$= 3.6 MPA.

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.
❖ **à L'ELS :**

Contrainte de compressions dans le béton :
on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Avec :
σ_{bc} = 0.6 fc_{28} = 0.6×30
$\overline{\sigma_{bc}}$ = 18MPa
σ_{bc} = $\frac{Mser}{I}$ **y**

a- En travée :

✓ **Le moment statique :**

$\frac{b.y^2}{2} - \eta\ A_s\ (d-y) = 0$
Avec :
η = 15 **(d'après le BAEL)**
As = 3.39 cm^2
d = 18cm
b=65

$\frac{650\times y^2}{2} - 15 \times 339 \times (180 - y) = 0$

$325y^2 - 915300 + 5085y = 0$

$\Delta = b^2 - 4ac$ $\sqrt{\Delta} = 34867.567$

$y_1 = \frac{-b-\sqrt{\Delta}}{2a} = -61.47$ mm

$y_2 = \frac{-b+\sqrt{\Delta}}{2a} = 45.81$ mm

Donc on adopte : $y = y_2 = 45.81$ mm

✓ **Le moment d'inertie :**

$I = \frac{b.y^3}{3} + \eta\, A_s\, (d-y)^2$

$I = \frac{650\times 45.81^3}{3} + 15 \times 339\, (180 - 45.81)^2$

$I = 112394590.34\ mm^4$

$\sigma_{bc} = \frac{5.92\times 10^6}{112394590.34} \times 45.81$

$\sigma_{bc} = 2.41$ MPa

Donc : $\sigma_{bc} = 2.41$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 18$MPa……..*CV*

b- En appuis :

✓ **Le moment statique :**

$\frac{b.y^2}{2} - \eta\, A_s(d-y) = 0$

Avec :

$\eta = 15$ (d'après le BAEL)

$As = 2.26\ cm^2$

d = 18 cm

b=12 cm

$\frac{120\times y^2}{2} - 15 \times 226 \times (180 - y) = 0$

$60y^2 - 610200 + 3390\, y = 0$

$\Delta = b^2 - 4ac$ ⟶ $\sqrt{\Delta} = 12567.42$

$y1 = \frac{-b-\sqrt{\Delta}}{2a} = -132.98$ mm

$y2 = \frac{-b+\sqrt{\Delta}}{2a} = 76.48$ mm

Donc on adopte : $y = y2 = 76.48$ mm

✓ **Le moment d'inertie :**

$I = \frac{b.y^3}{3} + \eta\, A_s\, (d-y)^2$

$I = \frac{120\times 76.48^3}{3} + 15 \times 226\, (180 - 76.48)^2$

$I = 54222406.73\ mm^4$

$\sigma_{bc} = \frac{10.49\times 10^6}{54222406.73} \times 76.48$

$\sigma_{bc} = 14.49$ MPa

Donc : σ_{bc} = 14. MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ = 18MPa…..……..*CV*

Conclusion:

Ferraillage finale des poutrelles est comme suit :

Aux travées : **3T12= 3,39 cm²**

Aux appuis intermédiaires **2T12 =2,26cm²**

Aciers transversaux : **2T8= 1.01cm²**

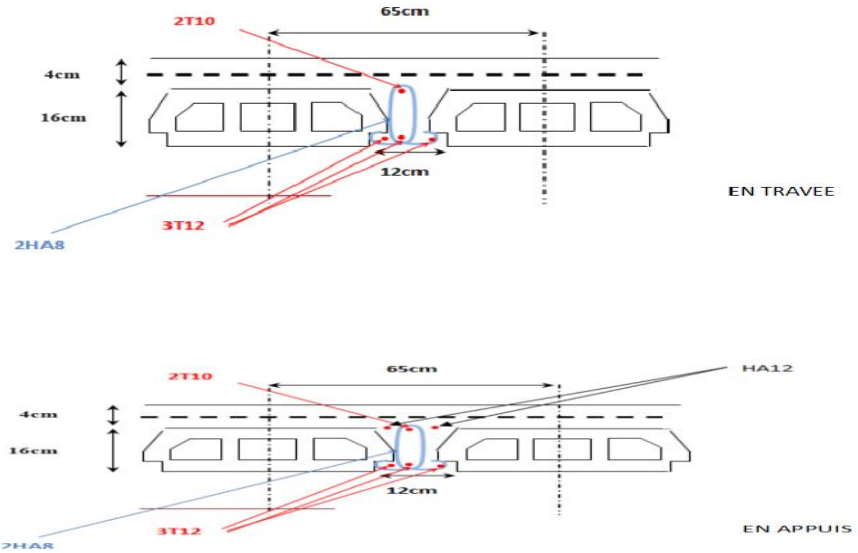


Figure III.8 : ferraillage des poutrelles

III.2 Étude de l'escalier :

Les escaliers du bâtiment sont en béton armé coulé sur place, composés de paliers et de rampes, qui sont assimilés à des poutres isostatiques pour les calculs. L'escalier est conçu en considérant une flexion simple et, étant protégé des intempéries, les fissurations sont considérées peu préjudiciables.

Calcul des sollicitations :

Éléments	G (KN/ m²)	Q (KN/ m²)	ELU	ELS
Palier	5.23	2.5	10.81	7.73
paillasse	6.97	2.5	13.16	9.47

Tableau III.2 : Calcul des sollicitations.

On dimensionnera avec la charge la plus défavorable.

Ferraillage :

Le calcul se fait en considérées les fissurations sont peu préjudiciables car les escaliers sont à l'intérieur du bâtiment, et ne sont pas soumis aux intempéries.
L'escalier est calculé comme une poutre isostatique sur deux appuis.

Les articulations sont encastrées de deux cotés.

Calcul à l'ELU :

1.Calcul des réactions d'appuis

$R_A + R_B = 80.12KN.$

$R_A = 41.19$ KN.

$R_B = 38.93$ KN.

2.Calcul des moments (resultat obtenus d`ETABS):

- **A l`ELU**

$M_{u\,Max} = 36.93KN.m$

- Aux appuis : $M_{ua} = 0.3M_z^{max} = -11.08\ KN.m$
- En travées : $M_{ut} = 0.85M_z^{max} = 31.39\ KN.m$

- **A L`ELS**

$M_{s\,Max} = 26.79$KN.m

- Aux appuis : $M_{ua} = 0.3M_z^{max} = -8.03KN.m$
- En travées : $M_{ut} = 0.85M_z^{max} = 22.77\ KN.m$

III.2.1 Calcul de ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

1. Armature longitudinales

$$b = 100\ cm, \quad d = 0.9 \times H = 13.5\ cm.$$

Paramètres	Formules	En travée	En appuis
M(KN.m)	/	31.39	11.08
μ_{bu}	$\frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$	0.101	0.035
γ	$\frac{M_u}{M_s}$	1.379	1.379
μ_{lu}	$10^4\mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$	0.303	0.303
	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	Pas d'armatures comprimées (A'=0)	Pas d'armatures comprimées (A'=0)
Z_b(cm)	$d(1 - 0.6\mu_{bu})$	12.68	13.21
A_u(cm²)	$\frac{M_u}{Z_b f_{ed}}$	7.42	2.62

Tableau III.3 : Calcul des armatures en travée et aux appuis.

Soit :

$A_t = 5HA14 = 7.67cm^2$, avec $S_t = 20cm$.

$A_a = 3HA12 = 3.39cm^2$, avec $S_t = 20cm$.

2. Armatures de répartition :

En travée : $A_r = \frac{A_t}{4} = 1.92\ cm^2$.

En appuis : $A_r = \frac{A_a}{4} = 0.847\ cm^2$.

Soit 4HA8=2.01 cm², avec $S_t = 20cm$.

III.2.2 Vérification à l'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2) :

A_{min}	$A_u \geq A_{min}$ Condition vérifiée
$A_{min} = \frac{0.23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = 1.63\ cm^2.$	

2. Vérification de la disposition des armatures (BAEL91. ArtA.8.2.42) :

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h, 33cm) = 33cm,$$

$$S_t = 20cm \leq \min(3h, 33cm)$$

Vérification de l'effort tranchant (BEAL91.Art5.1.2) :

On doit vérifier la condition suivante :$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d}, \quad \overline{\tau_u} = \min\left(0.2\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right).$$

$V_u(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
41.19	3.05	4	Condition vérifiée

Remarque :

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence d'appuis (BAEL91. ArtA.6.3)

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur ultime :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_u}$$

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \sum U_i}$

$\overline{\tau_u} = \Psi_s.f_{t28} = 1.44\ MPa.$

$\sum U_i$:Somme de périmètres utiles des barres.

$\sum U_i = \pi n\phi = \pi \times 5 \times 1.4 = 21.99\ cm.$

$V_u(KN)$	$\sum U_i$(cm)	$\tau_{se}(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Observation
41.19	21.99	0.21	1.44	Condition vérifiée

Tableau III.4: Vérification de la contrainte d'adhérence.

Donc, pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

Vérification à L'ELS :

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 18\ MPa$.

$\sigma_{bc} = K \times y$: Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$K = \frac{M_s}{I}, avec \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2]. \\ \frac{by^2}{2} + \eta(A+A')y - \eta(Ad - A'd) = 0 \end{cases}$$

I : Moment d'inertie.

y : Position de l'axe neutre.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

/	$M_s(KN.m)$	A (cm²)	$y(cm)$	$I(cm^4)$	K (MN/cm^3)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	22.77	7.67	4.54	12355	184.297	8.36	Condition vérifiée
appuis	8.03	3.39	3.25	6486.69	123.79	4.02	

Tableau III.5: Vérification des contraintes dans le béton.

Vérification des contraintes dans d'acier

On doit vérifier $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\} = 434.78MPa$.

/	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	199.4	Condition vérifiée
Appuis	70.3	

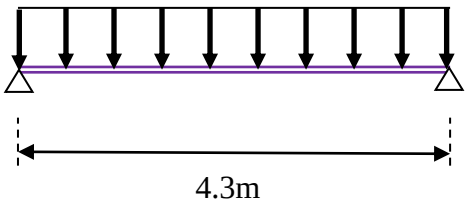
Tableau III.6: Vérification des contraintes dans l'acier.

on garde le même ferraillage.

III.3 Étude de la poutre palière :

III.3.1 Introduction :

La poutre palière soutient les volées d'escalier entre deux niveaux successifs. Elle est soumise à une charge uniformément répartie due au poids des volées (réaction B calculée précédemment), ainsi qu'à un moment de torsion.



FigureIII.9 :Schéma statique de la poutre palière

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.3.2 Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL91 [2],** les dimensions de la poutre sont

Le **RPA99 [1]** préconise : $h \geq 30$ cm

$b \geq 25$ cm

$\frac{h}{b} \leq 4.$

$1.2 < 4$

$\Longrightarrow$ Nous prenons : h = **30 cm** ; b = **25 cm.**

Poutre	M (KN.m)		A cal (cm²)	$A_{Rpa\ min}$ (cm²)	A_{bael} (cm²)	ferraillage	A_{adpt} (cm²)
30x35	appuis	11.08	0.79	9.45	1.304	3T16	12.06
	travée	31.39	2.29			3T16	12.06

Tableau III.7:Ferraillage de la poutre palière.

Les armatures transversales :

$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{lmin}\right) \Longrightarrow \phi_t = 8mm$

On choisit un cadre et un étrier

$\mathbf{A}_t = 4\phi_8 = 2.01cm^2$.

L'espacement maximal

$St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30\right)$ en zone nodale.

$St \leq \frac{h}{2}$ en zone courant.

$St \leq \min(8.75, 19.2, 30)$ en zone nodale.

$St \leq 15$ en zone courant.

On prendre

St = 8cm en zone nodale.

St = 15cm en zone courant.

Vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 .Art 5.1.2) :

La vérification de l'effort tranchant se fera pour le cas plus défavorable :

$V_{u\,max} = 41.19$ KN Donc il faut vérifiée que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0.20\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5MPa\right) = 5\text{MPA}$$

Il y a aucun risque de cisaillement.

POUTRE	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	condition
30X35	41.19	3.05	5	vérifier

Tableau III.8: Vérification des contraintes de cisaillement.

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 18\ MPa$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

POUTRE	M (KN.m)		As sup (cm²)	As inf (cm²)	σbc (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
30X35	appui	11.08	12.06	12.06	8.36	18
	travée	31.39	12.06	12.06	4.02	18

Tableau III.9: Vérification des contraintes de compression

CHAPITRE V

ÉTUDE SISMIQUE

IV.1Introduction:

Toutes les structures physiques réelles présentent un comportement dynamique lorsqu'elles sont soumises à des forces ou à des déplacements. Selon la deuxième loi de Newton, les forces d'inertie supplémentaires sont déterminées par la masse multipliée par l'accélération. Lorsque les forces ou les déplacements sont appliqués lentement, les forces d'inertie peuvent être négligées, justifiant ainsi une analyse statique.
De plus, toutes les structures réelles ont un nombre infini de déplacements, ce qui rend crucial le choix d'un modèle avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux pour simuler le comportement de la structure de manière adéquate.

IV.2 Methode de calcul:

D'après l'article 4.1.1 de la réglementation RPA99, les forces sismiques peuvent être calculées de deux manières :
-la méthode statique équivalente
-la méthode dynamique modale spectrale.

IV.2.1 Méthode statique équivalente :

a)Principe de la methode:

Selon cette méthode, les forces dynamiques réelles présentées dans la structure sont substituées par un ensemble de forces statiques fictives appliquées successivement selon deux directions orthogonales, et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

b)Conditions d'application [RPA99/4.1.2]:

-Régularité en plan : [RPA99/3.5.1.a]
-Régularité en élévation : [RPA99/3.5.1.b]

c)Vérification des conditions d'application:

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car notre bâtiment ne satisfait pas toutes les conditions de l'article 4.1.2. Par conséquent, la méthode à utiliser est l'analyse modale spectrale.

IV.2.2 Méthode dynamique modale spectrale :

Elle peut être utilisée dans tous les cas, notamment lorsque la méthode statique équivalente n'est pas autorisée. On utilise directement les spectres de dimensionnement, car ce sont principalement les valeurs extrêmes des réponses qui intéressent le concepteur, plutôt que la variation temporelle. Cette méthode simplifie les calculs. On procède alors à une analyse modale en examinant un certain nombre de modes propres de la structure.

IV.3 Description de logiciel (ETABS):

ETABS est un logiciel de calcul et de conception destiné aux structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet, dans un même environnement, la saisie graphique des ouvrages à l'aide d'une bibliothèque d'éléments, facilitant ainsi l'analyse du comportement des structures.
ETABS offre de nombreuses possibilités pour analyser les effets statiques et dynamiques, avec des fonctionnalités complémentaires pour la conception et la vérification des structures en béton armé et des charpentes métalliques. Son pots-processeur graphique simplifie l'interprétation des résultats en permettant de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et des courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.
Pour la modélisation de notre bâtiment avec ETABS, nous déterminerons :
-Les périodes propres.
-Les coefficients de participation.
-Les déplacements du plancher.
-Les forces sismiques.

IV.4 Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale *V,* appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} W$$ …….. RPA99/2003 Art(4.2.3)

Tel que :

A: coefficient dacceleration de la zone ;……...(RPA99/2003 tableau(4.1))

D:facteur d`amplification dynamique moyen ;…….(RPA99/2003 tableau(4.2))

R:coefficient de comportement globale de la structure ; ….(RPA99/2003 tableau (4.3))

Q:facteur de qualité ;……...…….(RPA99/2003 tableau(4.4))

W:poids totale de la structure;……..(RPA99/2003 tableau(4.5))

Détermination des paramètres cités au dessus selon notre structure :

Coefficient d`acceleration de la zone :

$$\begin{cases} \text{Groupe d`usage 2} \\ zone\ II_a \end{cases} \rightarrow A = 0.15$$

- Coefficient de comportement globlale de la structure:

Dans notre cas, nous adoptons un système de contreventement mixte portiques/voiles, en justifiant l'interaction avec un facteur de comportement R=3.5.

- Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Facteur de correction d'amortissement η donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge 0.7 \qquad \text{RPA99/2003 (Formule4.3)}$$

Avec :

ξ: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 7\%$$

D'où :

$$\eta = 0.882$$

On a un site meuble $S_3 \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.30s \end{cases}$ RPA99/2003 (Tableau 4.7)

Avec :

T_1, T_2: *Périodes caractéristiques associées* à *la catégorie de site*.

IV.5 Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$T = C_T H^{\frac{3}{4}} \qquad \text{RPA99/2003(formule 4.6)}$$

$C_t = 0.05$: $coefficient\ qui\ dépend\ du\ système\ de\ contreventement\ utilisé$. RPA99 /2003(formule 4.6)

H = 22.38 m : hauteur totale du bâtiment.

Ce qui donne :

$$D = 2.5\eta \rightarrow D = 2.2$$

Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ RPA99/2003 (Formule (4-4))

Avec:

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non. Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

N°	Critère (q)	Observée	P_q(x-x)	Observée	P_q(y-y)
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05	oui	0
2	Redondance en plan	non	0.05	oui	0
3	Régularité en plan	oui	0	oui	0
4	Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.05	non	0.05

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités.

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1.25 \\ Q_y = 1.15 \end{cases}$

Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$\mathbf{W = \sum_{i=1}^{n} W_i \ avec : \ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}} \qquad \textbf{RPA99/2003 (formule (4-5)}$$

Avec:

$\boldsymbol{W_{Gi}}$ **:** poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

$\boldsymbol{W_{Qi}}$ **:** charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. Il est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas :

β = 0.2 et W = 37467.11 KN

Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}}\left(\frac{Q}{R}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

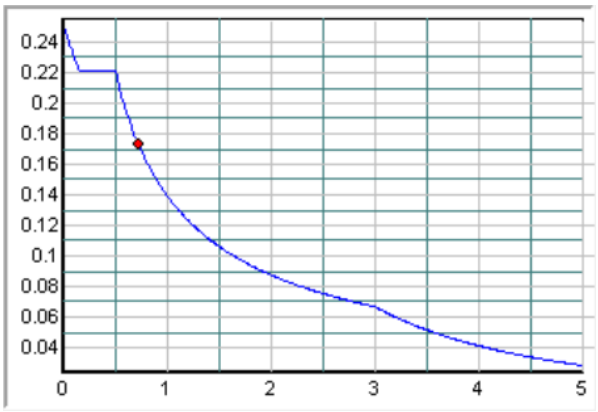


Figure IV.1 : Spectre de réponse RPA

IV.6 Modélisation et résultats:

◆ Modélisation de la structure :

Une structure est constituée de membrures flexibles reliées par des nœuds et soutenues par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi est une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite la sélection d'un modèle dynamique adéquat qui reflète le plus fidèlement possible la nature du système réel.
Pour le calcul de notre ouvrage, nous avons adopté un modèle dynamique représentant une console verticale encastrée à sa base. Les masses sont considérées comme concentrées au centre de gravité de chaque niveau, et le système fonctionne avec trois degrés de liberté (DDL) : deux translations (suivant x et y) et une rotation (suivant z).

◆ Étapes de modélisation:

Pour modéliser notre bâtiment, nous avons suivi les étapes suivantes :

- Introduction de la géométrie du modèle : Positionnement des nœuds et connectivité des éléments.
- Spécification et assegnement des caractéristiques mécaniques et géométriques : Attribution des propriétés mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- Définition des différents cas de charges : Identification des charges statiques et dynamiques et leur assignation aux nœuds et aux éléments.
- Spécification des conditions aux limites : Définition des appuis et diaphragmes.
- Lancement de l'exécution du problème : Exécution du modèle et correction éventuelle des erreurs.
- Visualisation des résultats : Affichage des résultats à l'écran ou sur fichier.
- Interprétation des résultats : Analyse et interprétation des données obtenues.

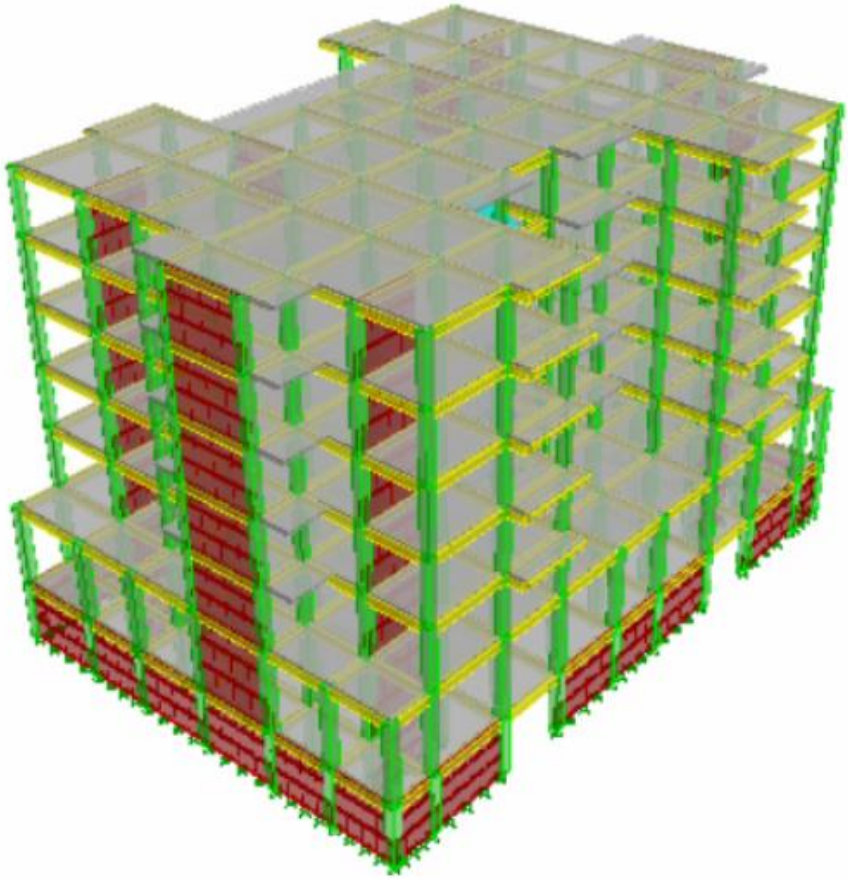


Figure IV.2 :Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS V9.7.

IV.6.1 Disposition des voiles de contreventement :

La disposition des voiles est représentée sur la figure qui suit :

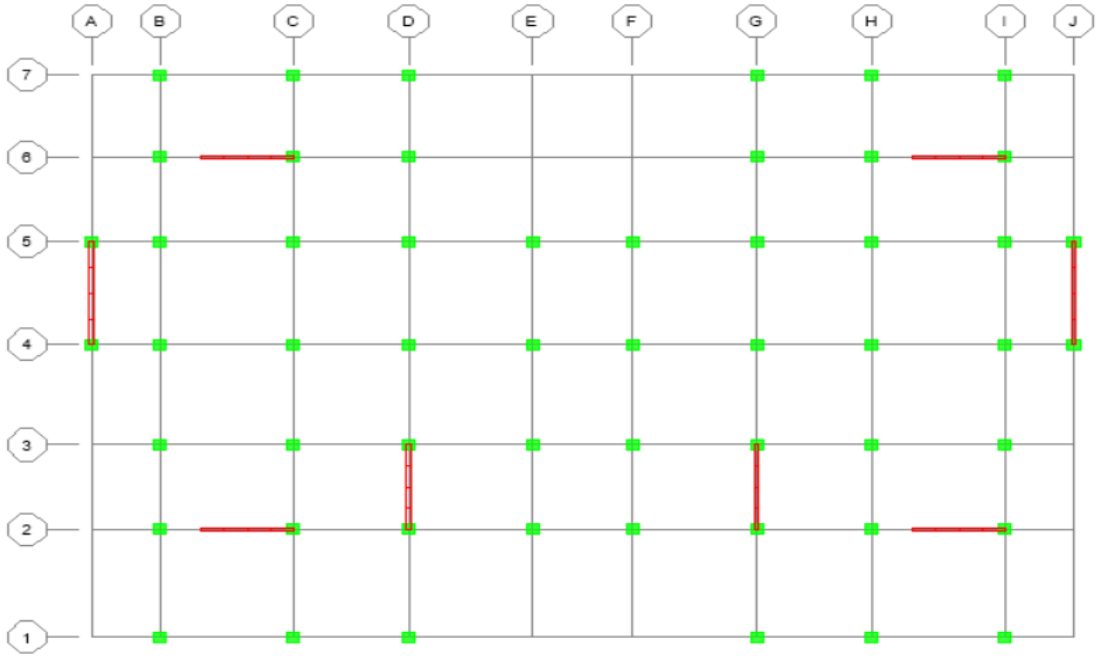


Figure IV.3 : Plans de disposition des voiles en RDC jusqu'au 5^{eme} étage

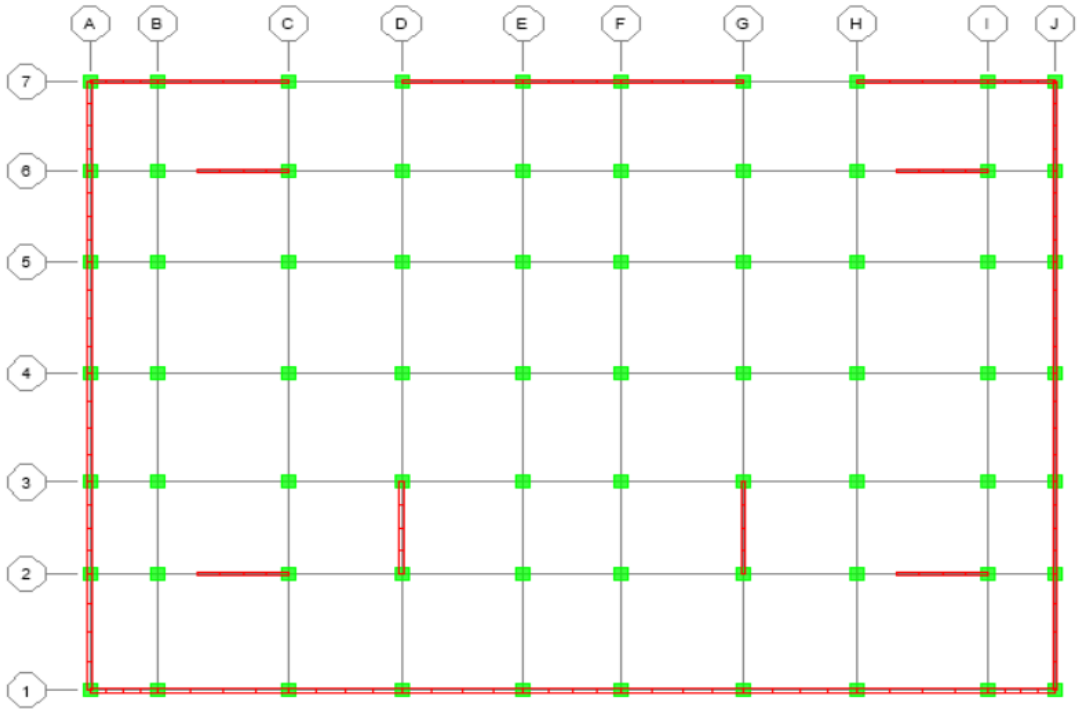


Figure IV.4 : Plan de disposition des voiles en Sous-Sol

IV.6.2 Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Mode	periode	Ux	Uy	SumUX	SumUY	RZ
1	0.547574	64.359	0.0429	64.359	0.0429	0.4888
2	0.525467	0.0472	62.1774	64.4062	62.2203	0.002
3	0.429806	0.5368	0.0035	64.9429	62.2237	58.236
4	0.152831	14.7327	0.0004	79.6757	62.2242	0.0353
5	0.127498	0.0004	18.6195	79.6761	80.8437	0.0004
6	0.10423	0.0402	0.0006	79.7162	80.8443	17.6442
7	0.072843	4.9997	0.0001	84.7159	80.8444	0.0059
8	0.058837	0	7.063	84.716	87.9073	0
9	0.048546	0.0181	0.0001	84.7341	87.9074	5.4185
10	0.04392	2.3818	0	87.1159	87.9074	0.0039
11	0.038172	0	7.7636	87.1159	95.671	0.0001
12	0.032892	0	1.8236	87.1159	97.4946	0
13	0.032192	7.2977	0	94.4136	97.4946	0.054

Tableau IV.2 : Périodes et taux de participation massique de la structure

IV.6.2Analyse des résultats :

D'après les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on constate que le taux de participation massique selon les axes X et Y atteint 90% au 13ème mode. Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS.V9.7 pour les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après une majoration de 30%, conformément à l'article 4.2.4 de la RPA99/2003.

Les périodes majorées de 30% $\Rightarrow T_{RPA} = 0.547 * 1.3 = 0.711$

$$T_{Analytique} = 0.514s < T_{RPA} = 0.711\text{s}$$

- ***Les modes de vibrations :***

Selon le RPA, les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, sont représentées par un modèle tridimensionnel encastré à la base. Les masses y sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers, avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical).

➢ *Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X :*

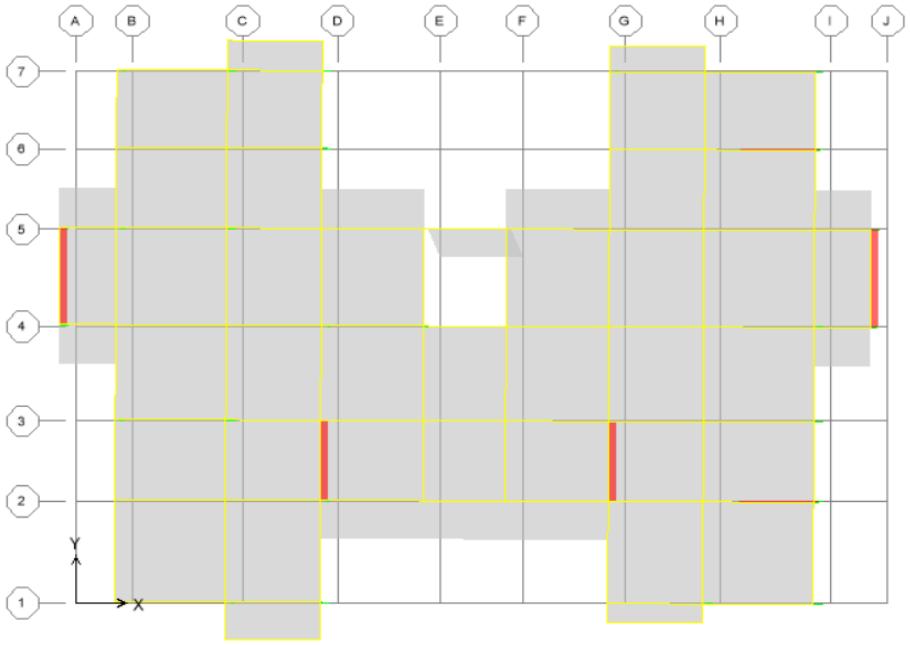


Figure IV.5: Mode de déformation 1 (translation suivant l'axe X-X

➢ *Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y :*

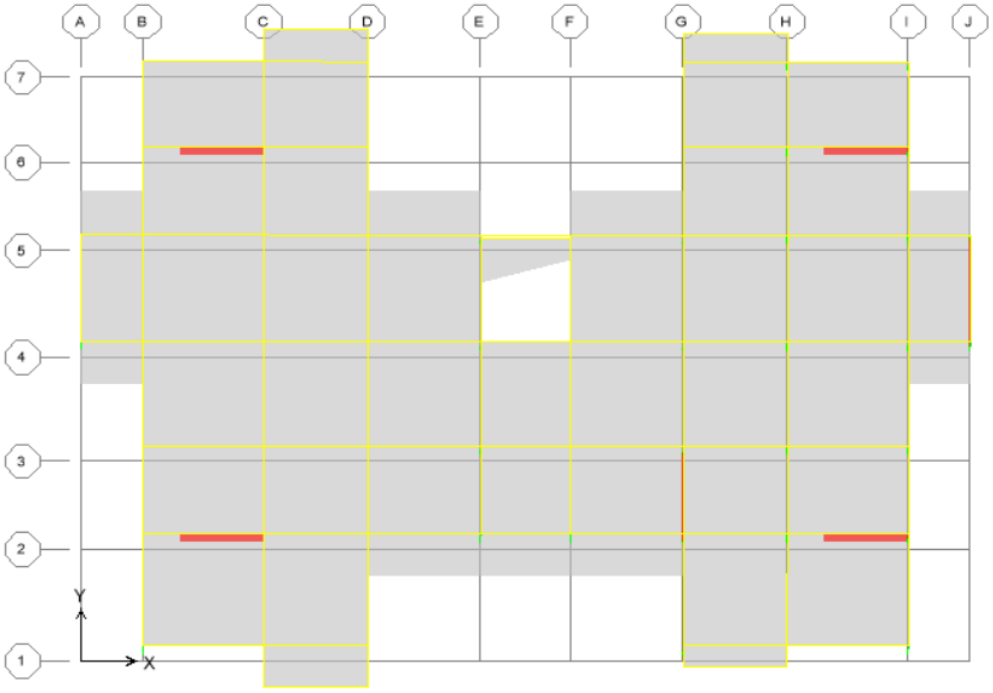


Figure IV.6: Mode de déformation 2 (translation suivant l'axe Y-Y).

➢ *Le troisième mode est une rotation autour de l'axe Z-Z.*

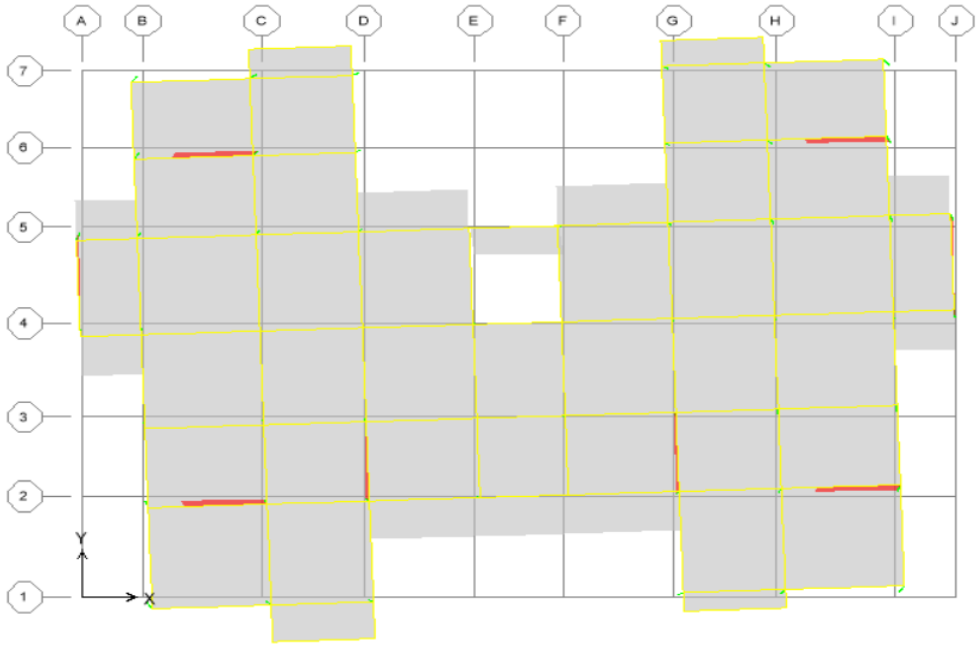


Figure IV.7 : Mode de déformation 3 (rotation suivant Z-Z).

IV.7 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.7.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique selon le RPA, il est nécessaire d'effectuer la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8\, V_{statique}$$

$\boldsymbol{V_{dyn}}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

- Si $V_{dyn} < 0.8\, V_{statique}$. il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Direction	V statique (KN)	0.8 V statique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
X-X	4415.767	3532.61	3566.28	Vérifiée
Y-Y	4062.505	3250.004	3342.99	Vérifiée

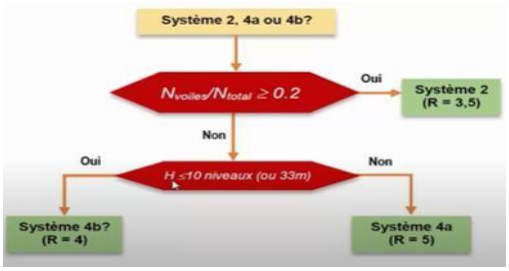
Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

- ***Système de contreventement :(Art3.4/RPA 99V2003):***

Le choix du système de contreventement se reflète dans les règles et méthodes de calcul par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement **R** pour chaque type de système de contreventement **(voir tableau 4.3 du RPA).**

Dans cette étude, nous considérons trois types de systèmes de contreventement :

- 2 Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé
- 4.a Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles
- 4.b Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.



- ***Justification de systeme de contreventement:***

Les charges verticales revenantes aux portiques et aux voiles sont tirées du logiciel.. Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Charges verticales (KN)		**(%) des charge verticales**	
portiques	**Voiles**	**Portiques**	**Voiles**
26303.29	**8056.45**	**25 %**	**75%**

Tableau IV.4: Interactions sous charges verticales.

Chargement horizontal (KN)				**(%) du chargement horizontal**			
Direction X-X		**Direction Y-Y**		**Direction X-X**		**Direction Y-Y**	
Portiques	**Voiles**	**Portiques**	**Voiles**	**Portiques %**	**Voiles %**	**Portiques %**	**Voiles %**
795.08	**1520.47**	**583.68**	**757.28**	**44**	**56**	**34**	**66**

Tableau IV.5 : Interaction sous charges horizontales.

Conclusion:

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la quasi-totalité des charges sismiques.
Ainsi, nous avons un système de contreventement constitué de voiles porteurs en béton armé, avec un coefficient de comportement **R=3.5**

IV.7.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est nécessaire de vérifier l'effort normal réduit afin de prévenir le risque de rupture fragile sous les sollicitations globales dues au séisme. L'effort normal de compression de calcul doit respecter la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Tel que:
N_d: *l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.*
B: section du béton
f_{c28}: Resistance caracteristique du beton a la compression

Les résultats sont résumés dans le tableau ci après :

Zone	Section	N(KN)	f_{C28}(MPa)	N_{reduit}(KN)	Vérification
I	45*45	1069.98	30	0.18	CV
II	40*40	795.26	30	0.17	CV

Tableau IV.6 Vérification de l'effort normal réduit.

IV.7.3 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements latéraux relatifs d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas excéder 1,0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif entre le niveau "k" et le niveau "k-1" est donné par (Art 5.10) :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que:

$\boldsymbol{\delta_k}$**:** Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le (Art4.43).
$\boldsymbol{\delta_{ek}}$**:**:Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).
R:Coefficient de comportement.

Story	δ_{ek}(m)	R	δ_k(m)	Δ_{k-1}(m)	Δ_k(m)	$\Delta_{k\ adm}$(m)	observation
terrasse	0,0142	3,500	0,050	0,043	0,007	0,0306	vérifiée
4EME	0,0122	3,500	0,043	0,035	0,008	0,0306	vérifiée
3EME	0,0099	3,500	0,035	0,026	0,009	0,0306	vérifiée
2EME	0,0074	3,500	0,026	0,0172	0,0088	0,0306	vérifiée
1ER	0,0049	3,500	0,0172	0,0088	0,0084	0,0306	vérifiée
RDC	0,0025	3,500	0,0088	0	0,0088	0,0408	vérifiée

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements relatifs direction X.

Story	δ_{ek}(m)	R	δ_k(m)	Δ_{k-1}(m)	Δ_k(m)	$\Delta_{k\ adm}$(m)	observation
terrasse	0,0127	3,500	0,0445	0,037	0,0075	0,0306	vérifié
4EME	0,0105	3,500	0,037	0,029	0,008	0,0306	vérifié
3EME	0,0082	3,500	0,029	0,0207	0,0089	0,0306	vérifié
2EME	0,0059	3,500	0,0207	0,013	0,0077	0,0306	vérifié
1ER	0,0037	3,500	0,013	0,0067	0,0063	0,0306	vérifié
RDC	0,0019	3,500	0,0067	0	0,0067	0,0408	vérifié

Tableau IV.8 :Vérification des déplacements relatifs direction Y

IV.7.4 *Justification vis* à *vis de l'effet P*Δ:

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages induit des efforts axiaux supplémentaires dans les murs et les poteaux. Ce phénomène est connu sous le nom d'« effet PΔ ». Selon l'article 5.9 du RPA, les effets du second ordre (ou effet PΔ) peuvent être négligés pour les bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K . \Delta_K}{V_K . h_K} < 0.10$$

$\boldsymbol{P_K}$: *poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au − dessus du niveau«k»*

$\boldsymbol{V_K}$: effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_{\boldsymbol{K}}$: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau «k-1»

Niveau	h_k(m)	P_K (KN)	Direction x-x	Direction y- y	Condition	observation

			Δ_k(m)	V_K(KN)	θ	Δ_K (m)	V_K(KN)	θ		
TERASSE	3,06	4745.84	0,007	1102.22	0.00984966	0,0075	1092.02	0.01065178	≤0,1	vérifier
ETAGE4	3,06	9553.25	0,008	1843.13	0.01355076	0,008	1762.96	0.01416698	≤0,1	vérifier
ETAGE3	3,06	14370.25	0,009	2873.38	0.01747286	0,0089	2284.32	0.01829683	≤0,1	vérifier
ETAGE2	3,06	19187.26	0,0088	3197.89	0.01920353	0,0077	2673.79	0.01805739	≤0,1	vérifier
ETAGE1	3,06	24004.27	0,0084	3483	0.02060549	0,0063	2964.9	0.01666854	≤0,1	vérifier
RDC	4,08	30292.61	0,0088	3566.28	0.01875883	0,0067	3235.91	0.01537287	≤0,1	vérifier

Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P-Δ.

IV.7.5 Vérification de l'excentricité:

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne doit pas dépasser 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

$E_x = XCM - XCR$
$E_Y = YCM - YCR$
$L_X = 32.2$
$L_Y = 24.75$

	DIRECTION X-X				DIRECTION Y-Y			
Niveaux	**XCCM**	**XCR**	**Excentricité**	**%**	**YCCM**	**YCR**	**Excentricité**	**%**
TERASSE	15.816	15.805	0.012	1.2	10.992	11.376	0.385	38.5
ETAGE4	15.783	15.807	0.024	2.4	10.803	11.388	0.585	58.5
ETAGE3	15.783	15.809	0.026	2.6	10.804	11.389	0.585	58.5
ETAGE2	15.783	15.811	0.028	2.8	10.804	11.39	0.585	58.5
ETAGE1	15.783	15.812	0.029	2.9	10.8	11.39	0.59	59
RDC	15.765	15.813	0.048	4.8	10.815	11.385	0.57	57

Tableau IV.10 :Vérification de l'excentricité.

IV.7.6 Vérification de renversement :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité globale du bâtiment ou de l'ouvrage lorsqu'il est soumis à des effets de renversement. Pour que le bâtiment soit stable contre le renversement, il doit satisfaire à la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} > 1.5$$

Elle se traduit par la vérification dans les deux direction (longitudinal et transversal)

$$\sum_{i}^{N} = F_i \times h_i$$

Suivant x : $M_{SX} = W \times X_0$

Suivant y : $M_{sy} = W \times Y_0$

- ***Vérification du rapport Ms/Mr:***

Sens	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
longitudinal	37467.11	15.816	592355.00	47909.907	12.45	Vérifier
transversal	37467.11	10.992	411838.473	44575.435	9.23	Vérifier

Conclusion:

Pour répondre à toutes les exigences du RPA, plusieurs dispositions ont été envisagées, car les contraintes architecturales ont posé des défis significatifs pour l'agencement des voiles. Cependant, nous avons finalement trouvé une configuration qui assure un bon comportement dynamique de la structure.

CHAPITRE V
FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

V.1.INTRODUCTION:

Dans ce chapitre, nous utiliserons les résultats obtenus à partir du logiciel pour déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément de la structure. Les calculs des sections seront réalisés en conformité avec les normes de conception du béton armé, notamment le CBA93 (Code des Bétons et Armatures de 1993), le BAEL91 (Béton Armé aux États Limites de 1991) et le RPA99/V2003 (Règles Parasismiques Algériennes de 1999, version 2003).

Le CBA93 est un ensemble de directives dédiées à la conception et au calcul des structures en béton armé, principalement pour des bâtiments standards. Elles énoncent les principes et les techniques les plus récents pour garantir la sûreté des structures en béton armé.
Quant aux règles RPA99 version 2003, elles sont spécifiquement conçues pour les régions sujettes aux séismes. Leur objectif est d'établir des normes de conception et de calcul pour les structures en béton armé en cas de tremblement de terre. Leur but ultime est d'assurer une protection adéquate des vies humaines et des bâtiments contre les effets des secousses sismiques, en préconisant une conception et un dimensionnement appropriés.
Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont,

1.Voiles : Ils subissent des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant. Les voiles seront calculés en flexion composée dans un plan.

2. Poteaux : Ils sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant. Les poteaux seront donc calculés en flexion composée dans les deux plans.

3. Poutres : Elles sont soumises à des moments fléchissant et des efforts tranchants. Par conséquent, elles seront calculées en flexion simple dans le plan vertical
En appliquant les normes de calcul pertinentes, nous identifierons les sections d'armatures requises pour chaque composant de la structure afin d'assurer sa stabilité et sa capacité à résister aux charges et aux effets sismiques

V.2 Étude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structurels responsables de la transmission des charges des poutres vers les fondations. Ils sont soumis à des forces normales "N" et à des moments de flexion "M" dans les deux directions longitudinales et transversales. Ainsi, leur dimensionnement est effectué en prenant en compte la flexion composée dans ces deux directions.
Les sollicitations sont déterminées à l'aide du logiciel ETABS. Les charges prises en compte pour les calculs comprennent

$$\begin{Bmatrix} N_{max} \rightarrow M_{cor} \\ M_{max} \rightarrow N_{cor} \\ N_{min} \rightarrow M_{cor} \end{Bmatrix}$$

Les combinaisons de RPA 99 :

G + Q ±E

0,8G ± E

Les combinaisons de BAEL 91 :

L'ELU : 1,35G +1.5 Q

L'ELS : G + Q

Les armatures seront dimensionnées pour résister aux sollicitations les plus défavorables dans les deux directions, en considérant les situations suivantes :

o Situation durable (BAEL).

o Situation accidentelle (RPA)

V.2.2 Caractéristiques des matériaux :

Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
beton	$f_{c28}(MPa)$	30	30
	γ_b	1,5	1,15
	σ_b	17	22.17
acier	$f_e(MPa)$	500	500
	γ_b	1,15	1
	σ_b	435	500

Tableau V.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

➢ ***Armatures longitudinales :***

- ***Recommandation du RPA (V2003.art7.4.2) :***

•Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, leur pourcentage **minimal** sera de :

• Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet

• Leur pourcentage minimal est : 0,8% en zone **IIa**

• Leur pourcentage maximal est :

4% (b.h)…….en zone courante

6% (b.h)…….en zone de recouvrement

• Le diamètre minimum est 12mm.

• La longueur minimale des recouvrements est 40 Ø en zone II

•La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa ;

- ***Recommandations du BAEL91 :***

$$\left.\begin{cases} A_{min} = max\left(4cm^2/ml\,; \dfrac{2B}{1000}\right) \\ A_{max} = \dfrac{5B}{100} \end{cases}\right\} avec\ B: section\ du\ poteau$$

- ***Recommandation du CBA :***

$A_{CNF} \geq \frac{0.23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$ avec d=0.9h

/		BAEL91		CBA93	RPA99/V2003				
Niveau	**Section**	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{CNF} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	**Choix des barres**
Sous-sol RDC	45x45	7.2	101.25	2.01	16.2	81	121.5	24.87	4T20+8T14
Et1→terrasse	40x40	6.4	80	1.59	12.8	64	96	18.71	4T20+4T14

Tableau V.2 : Ferraillage maximal et minimale des poteaux.

Pour le calcul des différentes sections de ferraillage, on a utilisé le logiciel SOCOTEC **,**qui calcul le ferraillage selon les règles **BAEL91** .

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

/	N_{max} (KN)	M_{corr} $(KN.m)$	N_{min} (KN)	M_{corr} $(KN.m)$	N_{corre} (KN)	M_{max} $(KN.m)$
Pot 45x45	1288,18	-8,979	-462,91	69,388	1084,02	-90,317
A_{cal} (m^2)	0		8.1		0	
Pot 40x40	881,38	-92,554	-404,6	51,06	15,99	92.678
A_{cal} (m^2)	0		6.96		4.96	

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poteaux

➢ ***Armatures transversal :***

Les armatures transversales ont pour fonction de :
• Limiter les déformations latérales du béton et prévenir le flambement des armatures longitudinales.
• Absorber les forces de cisaillement et les charges exercées sur les poteaux
. • Assurer le placement correct des armatures longitudinales

- **D'après le RPA99V2003 A (7-4-2-2):**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a . V_U}{f_e . h}$$

Avec :
Vu : est l'effort tranchant de calcul
h : hauteur totale de la section brute
fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
ρ_a:Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par Effort tranchant; il est pris égal à $\begin{cases} \rho = 2.5 & Si \quad \gamma_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & Si \; \gamma_g \leq 5 \end{cases}$

St : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Zone nodale :

$S_t \leq min(10\emptyset; 15cm)$ en zone IIa.

Zone courante

$S_t \leq 15\emptyset$ en zone IIa.

Où $\emptyset$:diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversale minimale :

$\frac{A_t}{t.b_1}$ en %est donnee comme suit

$A_t^{min} = 0.3\% \times S_t \times b_1 \qquad Si \quad \gamma_g > 5$
$A_t^{min} = 0.3\% \times S_t \times b_1 \qquad Si \quad \gamma_g < 3$

γ_g: est l'élancement géométrique du poteau

$$\gamma_g = \left(\frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b}\right)$$

a,b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f: Longueur de flambement du poteau.

niveau	V_u (KN)	b (cm)	τ_u	$\overline{\tau_u}$	t'	ρ	A_t (cm^2)	$A_{t\,min}$	A_{adp}	Choix des barres	$\tau_u < \overline{\tau_u}$
Sous-sol RDC	-48.64	45	0.15	5	10	2.5	0.54	1.35	3.14	4HA10	C.V
Et1→Terrasse	-64.12	40	0.30	5	10	2.5	0.80	1.2	2.01	4HA8	C.V

Tableau V.4 : Armatures transversales dans la zone nodale

niveau	V_u (KN)	b (cm)	τ_u	$\overline{\tau_u}$	t'	ρ	A_t (cm^2)	$A_{t\,min}$	A_{adp}	Choix des barres	$\tau_u < \overline{\tau_u}$
Sous-sol RDC	48.64	45	0.26	5	15	2.5	0.81	2,03	3.14	4HA10	C.V
Et1→Terrasse	64.12	40	0.43	5	15	2.5	1.20	1.8	2.01	4HA8	CV

Tableau V.5 : Armatures transversales dans la zone courante

V.2.3 Les Vérifications :

➢ **Vérification des contraintes de cisaillements**

Selon le RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d . f_{c28}$$

Avec $\begin{cases} \rho_d = 0.075 \; Si \;\; \gamma_g > 5 \\ \rho_d = 0.040 \; Si \;\; \gamma_g < 5 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	Section (cm^2)	γ_g	ρ_d	V_u	$\tau_u(MPa)$	$\tau_{bu}(MPa)$	Observation
Sous-sol RDC	45x45	6.34	0.075	48.64	0.26	2.25	**vérifieé**
Et1→TERRASSE	40x40	7.65	0.075	64.12	0.43	2.25	**vérifieé**

Tableau V. 6 Vérification des contraintes de cisaillements

Selon le CBA93 (art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiévis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).
La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

➢ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu préjudiciable on vérifie seulement la contrainte dans le béton.

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{A} + \frac{M_{ser}}{I}$

niveau	$M_{ser}(KN.m)$	$N_{ser}(KN)$	A (cm^2)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Sous-sol RDC	39.547	90.09	24.87	3.04	18	C.V
Et1→TERRASSE	44.691	111.3	18.71	8,64	18	C.V

Tableau V.7 : Vérification des contraintes dans les poteaux

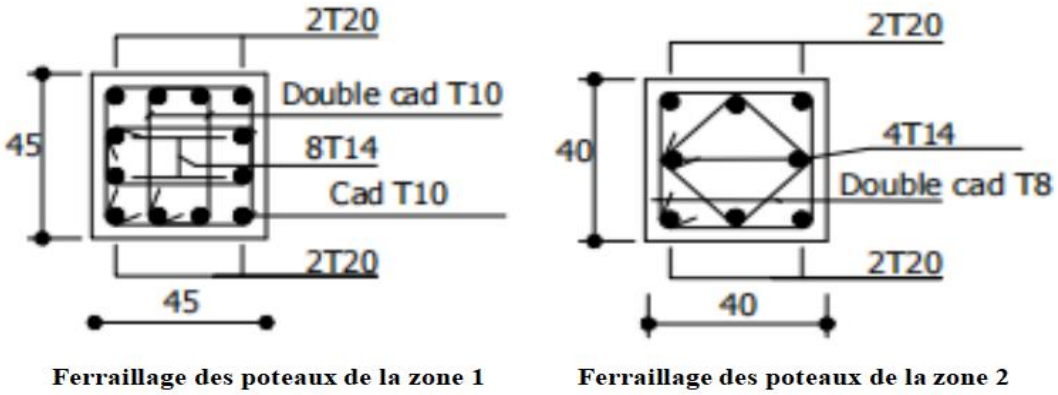


Figure V.1 : Ferraillage des poteaux

V.3 : Étude des poutres :

V.3.1 :Introduction :

Les poutres, éléments porteurs horizontaux en béton avec des armatures intégrées, assurent la transmission des charges aux poteaux.

Le dimensionnement des armatures des poutres est effectué en considérant la flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifié pour l'état limite de service (ELS).

Les poutres sont principalement soumises à des moments fléchissants et à des forces de cisaillement. Le ferraillage doit respecter les pourcentages minimaux d'armatures définis par le Règlement Parasismique Algérien de 1999 (RPA99) pour la zone II

	h	b
Poutres principales	40	30
Poutres secondaires	35	30

Tableau V.8 : Dimensions des poutres

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :
Situation durable : 1,35G+1,5Q
Situation accidentelle : G ±E/ 0,8G ±E

V.3.2 : Recommandation du RPA99 (version 2003):

Armatures longitudinales : (RPA99 / version 2003) :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% en toute section.($A_{min} = 0.5\%\ b\times$ h)
- Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante.} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40 ϕ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Armatures transversale :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par: **A_t = 0,003.S.b.**
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires est :

$S_t = \min(\frac{h}{4}, 12\varphi_l)$

Avec: φ_l : c'est la valeur du diamètre minimal des armatures longitudinales.

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.3 : Recommandation du BAEL 91 :

Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité.

$$A=0.23b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

Armatures transversales :

La section minimale A_t doit vérifier

$$A_t \geq \frac{S_t}{0.9f_e} \times \gamma_s \times b \times (\tau_u\text{-}kf_{tj})$$

Avec : b : largeur de la poutre.

St: l'espacement des cours d'armatures transversales.

➢**Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :**

	h	b	c	d	f_{c28}	fe	Fissurtion
Poutre principale	40	30	0.025	36	30	500	Peu préjudiciable
Poutre secandaire	35	30	0.025	14	30	500	Peu préjudiciable

Tableau V.9 : Caractéristiques des poutres et des matériaux

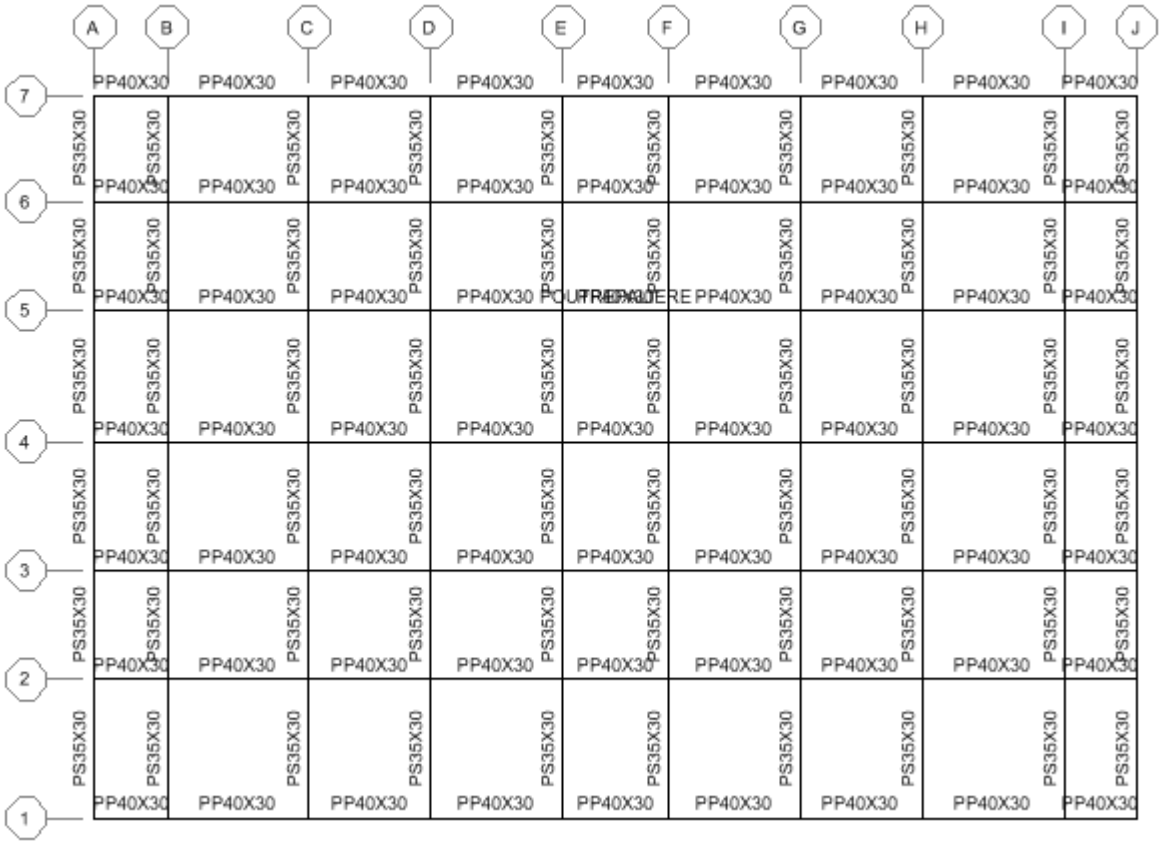


Figure V.2: Plan de repérage des poutres

Afin de calculer les armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

• Poutres principales

• Poutres secondaires

Les résultats obtenus sont regroupée dans le tableau suivant, en utilisant SOCOTEC

- **Poutre porteuse (40*30)**
- **Identification des poutres :**

sens transversale	Sens longitudinale
P1 : axe H et I et B et C	P1 : axe 1 et 7
P2 : axe E et F	P2 : axes 3 et 4 et 5
P3 : axes D et G	P3 : axe 2 et 6
P4 : axe A et J	

Zone	Poutre	M_t	M_a^{SUP}	M_a^{inf}	A_t	$A_a^{sup}(cm^2)$	$A_a^{inf}(cm^2)$
I	P1	22.007	-49.806	28.804	1.2	2.37	1.37
	P2	49.562	-81.255	65.818	2.74	3.9	3.15
	P3	35.712	-151.544	138.669	1.96	7.41	6.76
II	P1	22.21	-56.021	36.097	1.38	3.05	1.95
	P2	45.782	-81.255	65.818	2.88	4.46	3.6
	P3	28.183	-158.765	146.495	1.76	9	8.26

Tableau V.10 : Section calculée des poutres longitudinales

Zone	Poutre	$A_t\,(cm^2)$	**Choix des barres**	$A_a^{sup}(cm^2)$	**Choix des barres**	$A_a^{inf}(cm^2)$	**Choix des barres**	A_{adp}
I	P1	1.2	3T14	2.37	3T14	1.37	3T14	4.62
	P2	2.74	3T14	3.9	3T14	3.15	3T14	4.62
	P3	1.96	3T14	7.41	3T14+3T14	6.76	3T14+3T14	9.24
II	P1	1.38	3T14	3.05	3T14	1.95	3T14	4.62
	P2	2.88	3T14	4.46	3T14	3.6	3T14	4.62
	P3	1.76	3T14	9	3T14+3T14	8.26	3T14+3T14	9.24

Tableau V.11: Ferraillage des poutres longitudinales.

Zone	Poutre	M_t $(KN.m)$	M_a^{sup} $(KN.m)$	M_a^{inf} $(KN.m)$	$A_t\,(cm^2)$	$A_a^{sup}(cm^2)$	$A_a^{inf}(cm^2)$
I	P1	22.45	-41.60	26.307	1.23	1.98	1.25
	P2	42.937	-49.97	39.21	2.37	2.38	1.86
	P3	42.772	-69.473	33.795	2.36	3.33	1.6
	P4	15.45	-46.56	40.33	0.84	2.22	1.92
II	P1	17.66	-56.54	43.18	1.09	0,95	2.34
	P2	14.86	-40.97	26.88	0.92	0.8	1.45
	P3	19.184	-70.78	41.56	1.19	1.03	2.25

Tableau V.12: Section calculée des poutres Transversales

Zone	Poutre	$A_t\ (cm^2)$	Choix des barres	$A_a^{sup}(cm^2$	Choix des barres	$A_a^{inf}(cm^2)$	Choix des barres	A_{adp}	Choix des barres
I	P1	1.23	3T14	1.98	3T14	1.25	3T14	4.62	3T14
	P2	2.37	3T14	2.38	3T14	1.86	3T14	4.62	3T14
	P3	2.36	3T14	3.33	3T14	1.6	3T14	4.62	3T14
	P4	0.84	3T14	2.22	3T14	1.92	3T14	4.62	3T14
II	P1	1.09	3T14	0,95	3T14	2.34	3T14	4.62	3T14
	P2	0.92	3T14	0.8	3T14	1.45	3T14	4.62	3T14
	P3	1.19	3T14	1.03	3T14	2.25	3T14	4.62	3T14

Tableau V.13 : Ferraillage des poutres transversales

Calcul des armatures transversales :

➢ **Selon le BAEL91 :**

- La section minimale At doit vérifieé :

$$A_t \geq \frac{S_t}{0.9f_e} \times \gamma_s \times b \times (\tau_u\text{-}kf_{tj})$$

b: largeur de la poutre.

St : l'espacement des cours d'armatures transversales

$S_t \leq min(0.9d; 40cm, 15\emptyset_l)$=min(36,40,21)

On adopte St = 20cm

Donc:

$A_t \geq \frac{b.S_t}{f_e} = \frac{30*20}{500} = 1.2cm^2$

- Diamètre des armatures d'âme :

$\phi_t \leq min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$=min(1.14;3;1.4)

Soit :$\phi_t = 8mm$

➢ **RPA99Version2003 Art 7.5.2.2**

- la section miniml A_t doit verifer: A_t**= 0,003.S.b.**
- Lespacement maximal

En zone nodale:

$S_t = min(\frac{h}{4}, 12\varphi_l, 30cm)$=10cm

En zone courante:

$S_t = \frac{h}{2}$=20cm

On adopte les espacements suivants :

En zone nodale : St = 10cm

En zone courante :St = 20cm.

On aura alors :

$A_t = 0.003.S_t.b$=0.003*20*30=1.8$cm^2 > 1.2cm^2$

Le choix des barres est: 4HA8.....At = 2.01cm2

V.3.4 les Vérification:

Condition de non fragilité:

Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire la condition suivante:

$A_t > A_{min} = \frac{0.23b.d.f_{tj}}{f_e} = 1.19$ condition verifier

- **des contraintes tangentielles**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd}$$

- **Sens longitudinale :**

Zone	$V_u^{max}(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\tau'(MPa)$	$\tau_u < \tau'$
I	225.98	2.09	5	Condition vérifiée
II	232.57	2.15	5	

Tableau V.14: Vérification des contraintes tangentielles Sens longitudinale.

- **Sens transversale:**

Zone	$V_u^{max}(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\tau'(MPa)$	$\tau_u < \tau'$
I	103.2	1.09	5	Condition vérifiée
II	58.34	0.62	5	

Tableau V.15: Vérification des contraintes tangentielles Sens transversale

Vérification de l'adhérence:

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur ultime :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se.u}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9\sum U_i}$$

$\tau_{se.u} = \Psi_s . f_{t28} = 3.6\ MPa.$

$\sum U_i$:Somme de périmètres utiles des barres.

$\sum U_i = \pi n\phi = \pi \times 3 \times 1.4 = 13.19cm.$

Sens	V u (KN)	$\sum U_i$ (cm)	τ_s (Mpa)	$\overline{\tau_{se}}$ (Mpa)	Observation
Principal	232.57	13.19	1.95	3.6	Condition vérifiée
secondaire	88.64	13.19	0.75	3.6	

Tableau V .16 : Vérification de l'adhérence.

➢ Influence de l'effort tranchant aux appuis :

● Influence sur le béton :

L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u^{max}}{b_0\, a} \leq 0.8\, \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u^{max} \leq 0.267\,.\,b_0.\,a.\,f_{c28}$$

Avec : a est la longueur d'ancrage, $a = b_0 - c_t - 2$,

$$c_t = max \begin{cases} c \\ \phi_t \\ 1\ cm \end{cases} \rightarrow c_t = 3\ cm.$$

$a = 25\ cm.$

$V_u^{max} = 0.208 \leq 0.600\ MN, condition\ vérifiée.$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	V_u^{max}		$0.267\,.\,b_0.\,a.\,f_{c28}$	Observation
	Sens longitudinal	Sens transversal		
I	0.2259	0.1032	1.08	Condition vérifiée
II	0.2325	0.05834	0.096	

Tableau V.17: Influence sur le béton.

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e}(V_u - \frac{M_u}{0.9d})$$

Sens longitudinale :

Zone	Poutre	$V_u(KN)$	$M_u(KN.m)$	$A_a(cm^2)$	$A(cm^2)$
I	PL1, PL2, PL3	225.98	131.152	0	4.17
II	PL1, PL2, PL3	232.57	129.592	0	5.05

Tableau V.18: Influence des armatures poutres sens longitudinal.

Sens transversale :

Zone	Poutre	$V_u(KN)$	$M_u(KN.m)$	$A_a(cm^2)$	$A(cm^2)$
I	PT1, PT2, PT3	88.64	-10.442	0	0.68
II	PT3, PT2, PT3	58.12	-70.78	0	3.28

Tableau V.19: Influence des armatures poutres sens transversal.

V 3.5 Vérification à l'ELS:

➢ *Vérification des contraintes:*

Il faut que les contraintes de compression du béton vérifiées : On doit vérifier que :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 18MPa$

Poutres	Niveau	Mser (KN.m)	As(cm^2)	σ_{bc}(MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$(MPa)	Observation
Principales	Appuis	41.032	4.62	4.2	18	Vérifiée
	Travée	35.14	4.62	3.59		Vérifiée
Secondaires	Appui	-71.173	4.62	7.23		Vérifiée
	Travée	43.188	4.62	4.42		Vérifiée

Tableau V.20 : Vérification des contraintes à L'ELS

➢ Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.
Nous allons évaluer la flèche selon les règles du BAEL 91(Article B.6.5) et du *CBA93*.
Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

sens	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10\,M_0}$	$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Observation
Long	0.093 ≥ 0.0625	0.093 ≥0.075	0.0042 ≤0.084	Condition vérifiée
Trans	0.083 ≥ 0.0625	0.083 ≥ 0.075	0.0048 ≤0.084	

Tableau V.21: Vérification de la flèche

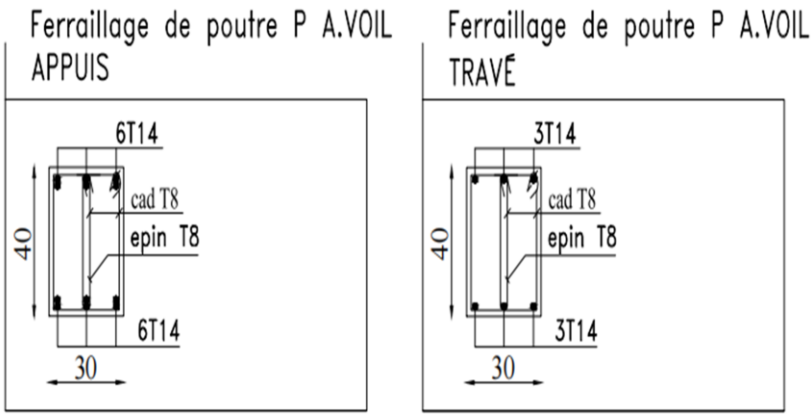


Figure V.3 : Ferraillage des poutres principales avec voile pour tous les niveaux

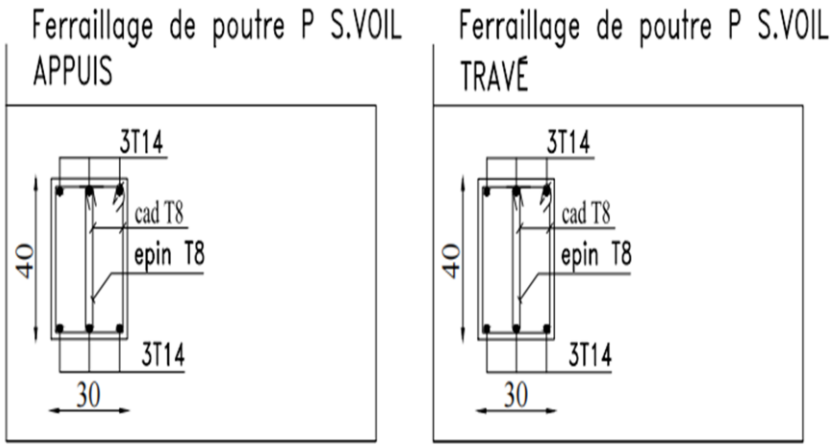


Figure V.4 : Ferraillage des poutres principales sans voile pour tous les niveaux

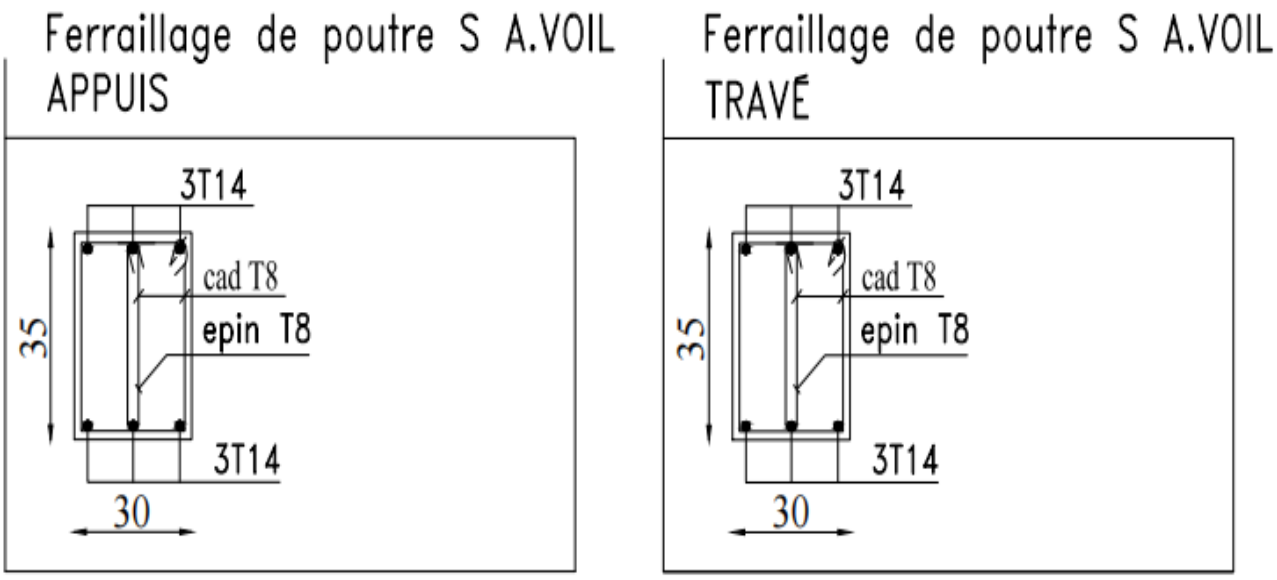


Figure V.5 : Ferraillage des poutres secondaires avec voile pour tous les niveaux

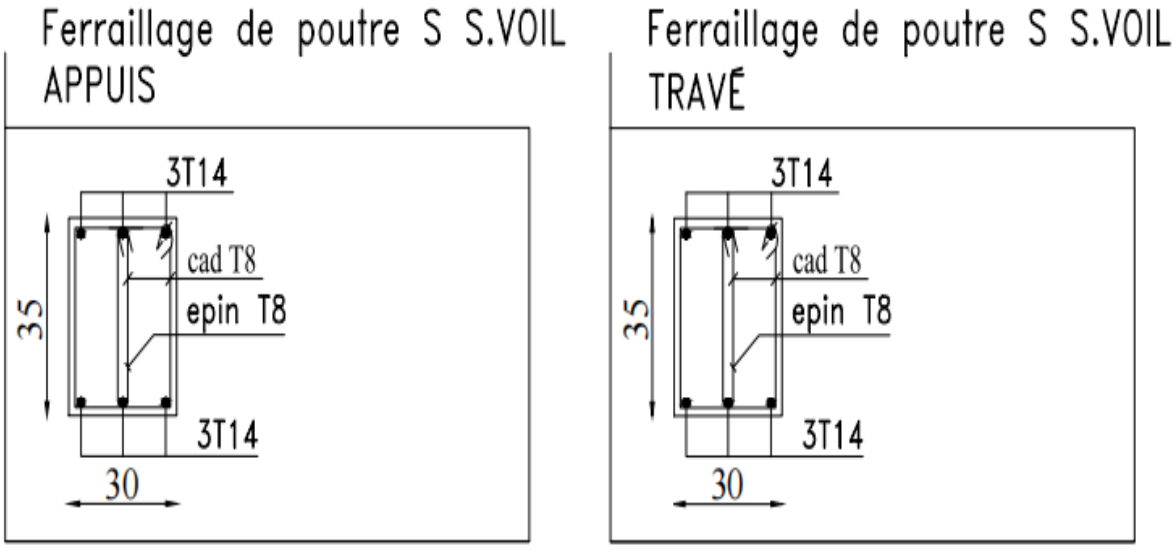


Figure V.6 : Ferraillage des poutres secondaires sans voile pour tous les niveaux

V.4 Étude des voiles :

V.4.1 Introduction :

Le voile fonctionne comme une composante structurelle de contreventement, supportant des forces tant verticales qu'horizontales. Ainsi, le processus de ferraillage des voiles implique la détermination des armatures pour résister à la flexion résultant des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q), ainsi que des sollicitations sismiques.

1.1 *Les combinaisons d'action :*

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

BAEL91	RPA99V2003
• ELU : 1.35 G + 1.5 Q • ELS : G + Q	• G + Q ± E • 0.8 G ± E

Tableau V.22: les combinaisons d'actions.

V.4.2 Ferraillage des voiles pleins :

Dans notre configuration structurale, nous utilisons exclusivement des voiles pleins. Initialement, ils supportent principalement une charge de compression centrée. Toutefois, lors de situations exceptionnelles, ils peuvent être soumis à un moment de flexion, une force tranchante due aux charges horizontales, ainsi qu'à une force de compression verticale. La combinaison de ces trois types de sollicitations nous amène à réaliser des calculs de flexion composée, conformément aux normes du BAEL91 version 2003 et aux recommandations du RPA99.

V.5.3 Étapes de calcul :

➢ **Ferraillage verticale :**

Le ferraillage verticale est déterminée suivants les étapes de calcul définies ci-dessous :

✓ On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

- **Ω** : section du béton.
- **V** : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).

$V = \frac{L_{trm}}{2}$, L : longueur de trumeau.

➢ **Ferraillage horizontal :**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber. Ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

La section d'armature est donnée par la plus élevée des deux relations suivantes :

✓ Selon le BAEL91, $A_h = \frac{A_v}{4}$

✓ Selon le RPA99 $A_h \geq 0.0015.b.L_{voile}$

➢ **Ferraillage minimale :**

- **Compression simple :**

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

- **A** ≥ **4cm²** / **ml**. (longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures). [**A.8.1.2.1.BAEL91**]
- $0.20\% \leq \frac{A}{\Omega} \leq 0.5\%$, Ω : section du béton comprimé)

- **Traction simple :**

$A_{min} = B\ \frac{f_{t28}}{f_e}$, [**A.4.2.1.BAEL91**]

Selon le RPA99 / version 2003 :

- Le taux minimal d'armatures verticales et horizontales pour les trumeaux est spécifié comme suit :
  - Dans l'ensemble de la section du voile : 0,15 %
  - Dans les zones courantes : 0,10 %
- L'espacement entre les nappes d'armatures horizontales et verticales doit être tel que S≤ min(1,5 ; 30). Les deux nappes d'armatures doivent être connectées avec au moins 4 épingles par mètre carré
- . Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne doit pas excéder l/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent respectivement être de :

40∅ pour les barres situées dans les zones où le changement de signe des efforts est possible.

20∅ pour les barres situées dans les zones soumises à la compression sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

Sur les joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être absorbé par les aciers de couture, dont la section doit être évaluée à l'aide de la formule suivante

$A_{ij} = 1.1\frac{V}{f_e}$ avec V=1.4 V_u

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux

on a retenu la disposition représentée ci-dessous sur la **Figure V.4** . Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

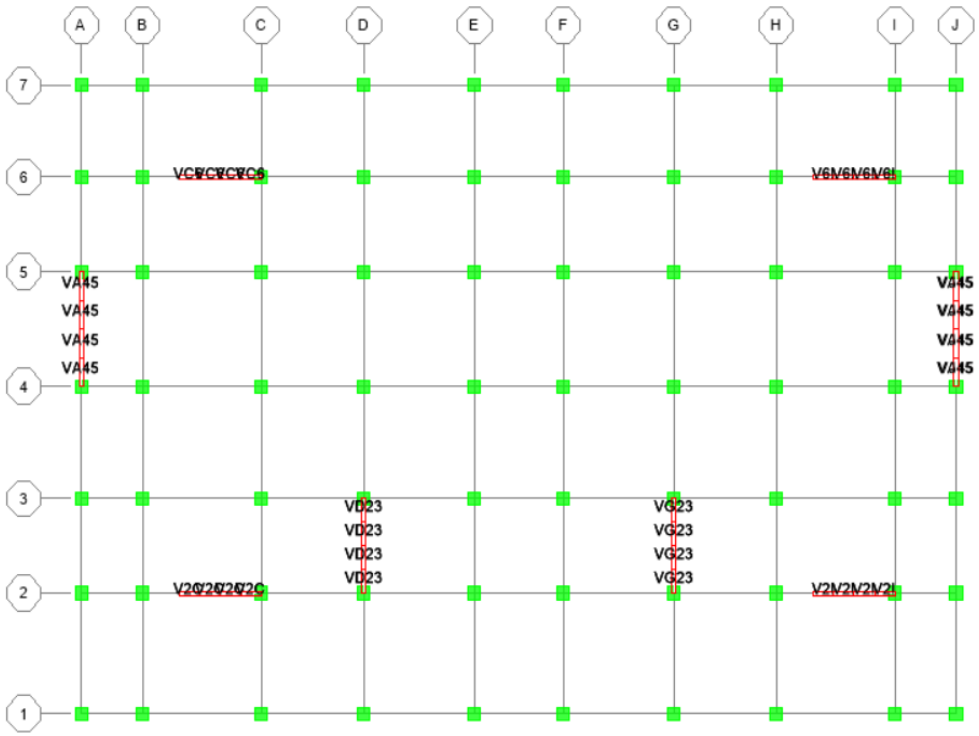


Figure V.7: Disposition des voiles de la structure.

SENS X-X :

Ferraillage des voiles (L= 3.20 m) :

niveau		*RDC ssol*	*Etaage 1_4*
L(m)		3.20	3.20
e(m)		0.2	0.2
N(KN)		1881,47	341,32
M(KN.m)		3108,325	1826,347
A (m^2)		0.75	0.75
V(m)		1.80	1.80
I (cm^4)		2.20	2.20
σ_1 (MPa)		5.05	1.95
σ_2 (MPa)		-3.45	-1.04
l_t (m)		1.29	1.11
l_c (m)		1.91	2.09
N_t(KN)		445.05	115.44
$A_S(cm^2)$		9.10	2.31
A^{min}		5.16	4.44
Max {As ; Amin $_{RPA}$}		9.10	4.44
Zone d'about	**Choix des barres par Nappe**	4T12	4T12
	A adoptée (cm2/ml)	4.52	4.52
	Espacement (cm)	10	10
Zone courante	**Choix des barres par Nappe**	5T12	4T12
	A adoptée (cm2/Lv)	5.65	4.52
	Espacement (cm)	20	20
Armature transversales			
Section min RPA (cm2/ml)		3	3
AH adoptée (cm2/ml)		7.85	7.85
Choix des barres / ml		20	20
L'espacement		10T10	10T10
V_u(kn)		-505,14	525,52
τ_b(Mpa)<5MPa		1.23	1.28
Observation		Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.23 : Ferraillage du voile V2(B-C),V2(H-I),V6(B-C),V6(H-I).

SENS Y_Y :

Ferraillage des voiles (L= 4.45 m) :

niveau		*RDC ssol*	*Etage1_ _4*
L(m)		4.45	4.45
e(m)		0.2	0.2
N(KN)		1087,35	876,51
M(KN.m)		9362,947	5437,58
A (m^2)		1.12	1.12
V(m)		2.23	2.23
I (cm^4)		2.35	2.35
σ_1 (MPa)		9.85	5.94
σ_2 (MPa)		-7.91	-4.38
l_t (m)		1.98	1.88
l_c (m)		2.47	2.57
N_t(KN)		1566.18	823.44
$A_S(cm^2)$		31.32	16.47
A_{min}		7.92	7.52
Max {As ; Amin $_{RPA}$}		31.32	16.47
Zone d'about	Choix des barres par Nappe	5HA14	5HA12
	A adoptée (cm2/ml)	7.67	5.65
	Espacement (cm)	10	10
Zone courante	Choix des barres par Nappe	8T12	8T12
	A adoptée (cm2/Lv)	9.05	9.05
	Espacement (cm)	20	20
Armature transversales			
Section min RPA (cm2/ml)		3	3
AH adoptée (cm2/ml)		7.85	7.85
Choix des barres / ml		20	20
L'espacement		10T10	10T10
Vérification des contraintes			
V_u(kn)		1084,59	791,73
τ_b(Mpa)<5MPa		1.89	1.38
Observation		Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.24: Ferraillage du voile VA(4-5),VJ(4-5).

Ferraillage des voiles (L= 3.75 m) :

niveau		*RDC ssol*	*Etage1___4*
L(m)		3.75	3.75
e(m)		0.2	0.2
N(KN)		1852,47	1443,24
M(KN.m)		4281,947	3202,129
A (m^2)		0.98	0.98
V(m)		1.88	1.88
I (cm^4)		1.48	1.48
σ_1 (MPa)		7.33	5.54
σ_2 (MPa)		-3.55	-2.59
l_t (m)		1.22	1.19
l_c (m)		2.53	2.56
N_t(KN)		433.1	308.21
$A_S(cm^2)$		8.66	6.16
A_{min}		4.88	4.76
Max {As ; Amin $_{RPA}$}		8.66	6.16
Zone d'about	Choix des barres par Nappe	4T12	4T12
	A adoptée (cm2/ml)	4.52	4.52
	Espacement (cm)	10	10
Zone courante	Choix des barres par Nappe	5T12	5T12
	A adoptée (cm2/Lv)	5.65	5.65
	Espacement (cm)	20	20
Armature transversales			
Section min RPA (cm2/ml)		3	3
AH adoptée (cm2/ml)		7.85	7.85
Choix des barres / ml		20	20
L'espacement		10T10	10T10
V_u(kn)		349,4	492,68
τ_b(Mpa)<5MPa		0.72	1.02
Observation		Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.25 : Ferraillage du voile VD(2-3),VG(2-3).

CHAPITRE VI
ÉTUDE DES FONDATIONS

VI.1. Introduction:

La fondation est la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise, sur laquelle sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par la structure. Elle constitue donc une composante essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations :

Fondation superficielle : □

- Semelle isolée □
- Semelle filante sous mur □
- Semelle filante sous poteaux □
- Semelle filante croisées □
- Radier général □
- Fondation profonde : (semelles sur pieux)

VI.2. Choix de type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres. □

- Les efforts transmis à la base. □ □
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol

VI.3Calcul des fondations:

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2.00 bars. A une profondeur de3m (Selon le rapport de sol)

VI.3.1 Semelle isolée:

Le bâtiment étudier est en voiles¸ donc la solution des semelles isolées est à écarter.

VI.3.2 Semelle filante :

Tout d'abord, nous considérerons les semelles filantes adjacentes et calculerons la surface de chacune d'elles afin de vérifier si nous pouvons éviter le chevauchement des surfaces. La largeur B est donnée par la formule suivante :

1er cas : aucun soulèvement n'est admet **:(** $e_0 \le \frac{L}{6}$)

$$B \ge \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \times \left(1 + \frac{3\ e_0}{L}\right) ; e_0 = \frac{M_G}{N_G}$$

2ème cas : cas d'un léger soulèvement : (e_0 >L/6)

$$B \geq \frac{2N}{3\sigma_{sol} \times \left(\frac{L}{2} + e_0\right)}$$

N : l'effort normal transmis par l'ensemble des poteaux liés par la semelle.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

Pour déterminer la charge verticale appliquée sur la fondation (base de la structure), nous allons suivre les étapes suivantes :
Sélectionner chaque fil (poteau + voile ou poteau) à la base (niveau d'élévation 0).

Semelle	N (KN)	M(KN.M)	e_0 (m)	σ_{sol} (Mpa)	L (m)	L/4	e < L/4
SF1	2485.61	4695.121	1.88	0,2	32.6	8.15	CV
SF2	7921.88	9645.308	1.21	0,2	32.6	8.15	CV
SF6	6913.49	7325.30	1.06	0,2	32.6	8.15	CV
SF7	1772.93	4841.21	2.73	0,2	32.6	8.15	CV
SFA	1477.53	9391.66	6.35	0,2	32.6	6.44	CV
SFD	5788.14	21118.59	3.64	0,2	32.6	6.44	CV
SFG	5817.23	21536.56	3.70	0,2	32.6	6.44	CV
SFJ	1430.67	9291.12	6.49	0,2	32.6	6.44	CNV

Tableau VI.1 : verification du type de fondation

Remarque :

La solution des semelles filantes est écartée, car la condition de stabilité au renversement préconisée par le **RPA (article 10.1.5)** n'est pas vérifiée et la distance entre les deux semelles est trop petite. Par conséquent, nous opterons pour un radier.

VI.3.3 Radier général :

VI.3.3.1 Introduction:

Un radier est une dalle pleine couvrant toute la surface de la construction. Cette dalle peut être soit massive (de forte épaisseur) soit nervurée ; dans ce cas, elle est plus mince mais renforcée par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre projet, nous opterons pour un radier nervuré, car il est plus économique et pratique. L'effort normal supporté par le radier correspond à la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

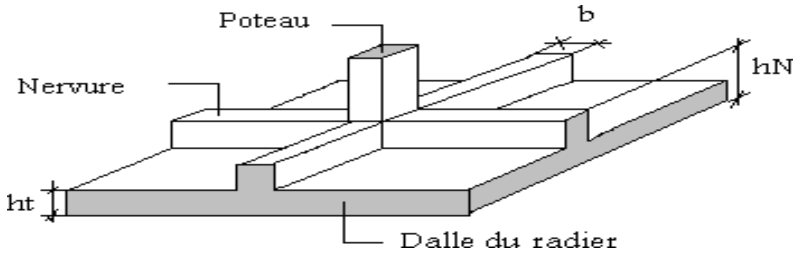


Figure VI.1 : **Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux**

VI.3.3.2 Pré dimensionnement de radier nervure :

1.Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

Détermination de la hauteur :

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : distance maximale entre deux poteaux.

L_{max}=4.3 m D'où : 58.75 cm ≤ h_r ≤ 86 cm.

- **Condition de non cisaillement :**

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** on doit vérifier que :

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$\bar{\tau}_u = \min(0{,}15\, f_{c28} / \gamma_b ; 4MPa)$

Pour la fissuration préjudiciable.

$\bar{\tau}_u$ = min (0,15×30/1.5 ; 5 MPa) = min (3 ; 5)=3MPa

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

Alors : $V_u = \frac{p_{max}}{2} = \frac{1477.09}{2} = 738.55KN$

b : la largeur de poteau.

γ_b =1.5 ; d = 0.9 h. ; b = 0.45 m.

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 4.3m.

$h \geq \frac{Vu}{b.\bar{\tau}u} = \frac{738.55\times10^{-3}}{0.45\times0.9\times3}$ =0.61 m

- **Condition de rigidité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

L: le plus grand coté du panneau le plus grand L = 4.3m.

h : épaisseur de radier .

l_e : Longueur d'élasticité.

E : Module de déformation longitudinale instantané E= $11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ =34179.55Mpa

I : Inertie de la section du radier, I=$bh^3/12$

K : Coefficient de raideur de sol, K=40000KN /m^2 (pour un sol moyen).

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL\max^4}{E\pi^4}} \quad \Rightarrow \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48\times40000\times4.3^4}{34179.55\times\pi^4}} = 0.58m$$

$$\Longrightarrow \quad \frac{2}{\pi} \times L_{max} = \frac{2}{\pi} \times 4.3 = 2.73m$$

On a: $\sqrt[4]{\frac{4E.I}{K.b}} > \frac{2}{\pi} \times l_{max}$ CV

- **Condition de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45^0, La vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq 0.045.\mu_c.h/f_{28}/\gamma_b \text{ .....BAEL 91}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Épaisseur totale du radier

On a: N_u =1477.09KN

U_c=2.(a' + b')

Uc= 2(a'+b'+2 hr) avec: a'=b'=0.45m

Nu ≤ 0.045×2(a'+b'+2 hr) ×hr×f_{c28}/γ_b

h_{N2}=0.84 m

- **Conclusion :**

On prend : h_n=Max (h_{CF} , h_{CNC} , h_{CNP}) = (0.84, 0.61, 0.58) = 0.8m.

Étant donné que la hauteur est très importante, il est nécessaire de prévoir un radier nervuré.

2.Nervure :

a) la largeur des nervures :

- **Condition de coffrage :**

Dimensionnements des nervures :

b>L max/10 = 43 cm

On prend b = 50 cm dans les deux sens (x-x et y-y). A Cause du poteau 45x45 cm²

b) la hauteur de nervure :

- ***Condition de la flèche :***

La hauteur des nervures est calculée par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{430}{15} \leq h_N \leq \frac{430}{10}$$

$$28.67\text{cm} \leq h_N \leq 43cm$$

On prend: $h_N = 40cm$

Résumé:

- Épaisseur de la dalle du radier h = 40cm
- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_n = 40cm \\ b = 100cm \end{cases}$

c) Détermination du débord :

d (débord) ≥ max (h / 2 ; 30cm) = max (80 / 2 ; 30cm) =40cm

d (débord)=50cm.

VI.3.3.3 Détermination de la surface de radier :

$$S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{debord}$$

$$S_{radier} = 771.71\ m^2$$

- ***Détermination des charges et des surcharges :***

Superstructure :

Combinaisons : G, Q.

Résultat :

G1 : charges permanentes de la superstructure= 38062.88 KN.

Q1 : surcharge de la superstructure = 9026.78KN.

- **Calcul des sollicitations à la base du radier :**

Charge permanente :

Poids de radies**:** $G_{radier} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b + \sum li * 25 * B_{nervure}$

$G_{radier} = 771.71 \times 0.5 \times 25 + (33.05*7 + 10(19.85)) * 25 * (0.5*0.4)$

$G_{radier} = 11795.63$ KN

a) *Remblai:*

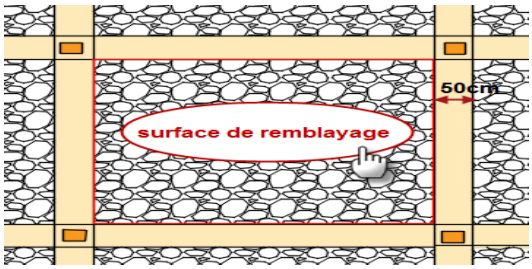


Figure VI.2 : coupe horizontale de radier avec le remblayage.

Surface pf = $\mathbf{s}_{son\ débord} - \sum Li * 0.5 = 477.115 m^2$

$G_{remb} = S_{remb} \times h_{remb} \times \gamma_{sol}$

$G_{remb} = 477.115 \times 0.3 \times 18 = 2576.42$ KN .

b) Plate-forme :

$G_{PF} = S_{PF} \times h_{PF} \times \rho_b$

$G_{PF} = 477.115 \times 0.1 \times 25 = 1192.79$ KN.

Poids total de la structure :

$G_{tot} = G_{bat} + G_{rad} + G_{remb} + G_{PF}$

$G_{tot} = 38062.88 + 11795.63 + 2576.42$ KN $+ 1192.79$

$G_{tot} = 53627.72$ KN.

$Q_{RAD} = 2.5 * S_{sdb}$

$Q_{RAD} = 2.5 * 716.31 = 1790.79$ KN

$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 9026.78 + 1790.79 = 10817.57$KN.

- **Détermination des efforts:**

Combinaison d'action :

ELU: Nu = 1.35G + 1.5Q $= 1.35 \times 53627.72 + 1.5 \times 10817.57 = 88623.78$ KN

ELS : Ns = G + Q = 53627.72 +10817.57= 64445.29 KN.

- ***La surface minimale du radier :***

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

- **ELU :** $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{88623.78}{1.33 \times 200} = 333.17 m^2$
- **ELS:** $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{64445.29}{200} = 322.23\ m^2$

D'où : $S_{radier} \geq \max(S_{radier}^{ELU} ; S_{radier}^{ELS}) = 333.17 m^2$

$$S_{bat} = 716.31\ m^2 > S_{radier} = 333.17 m^2$$

- ***Vérifications :***

Évaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes sous le radier doivent toujours être inférieures ou égales à la contrainte admissible du sol. Lorsque la résultante des charges verticales est centrée sur le radier, la répartition des réactions du sol est uniforme (σ=NS\sigma = \frac{N}{S}σ=SN). Cependant, sous l'effet des charges horizontales, cette répartition devient trapézoïdale ou triangulaire.

$$\sigma_{min} = N/S - (M/I)\ v.$$

$$\sigma_{max} = N/S + (M/I)\, v.$$

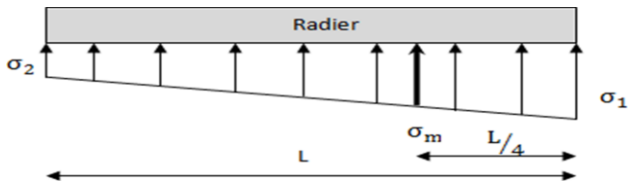


Figure VI.3 : Contraintes sous le radier.

Les vérifications seront faites avec une contrainte moyenne prise conventionnellement égale à σ (L/4).

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{adm}$$

On doit vérifier que :

ELU : $\sigma_m \leq 1{,}33\ \sigma_{sol}$

ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

VI.3.3.4 Caractéristiques géométriques du radier :

Positon du centre de gravite		L'excentricité		Les coordonnées du centre de masse	
X_G	Y_G	e_x	e_y	X_s	Y_s
16.54 m	11.72 m	0.01 m	0.04 m	16.53	11.68

- ***Calcul des contraintes:***

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais In-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 200\text{kN/m}^2$ a une profondeur de 3m Les contraintes du sol sont données par :

	ELS		ELU	
	Longitudinal	**Transversal**	**Longitudinal**	**Transversal**
N (KN)	64445.29	64445.29	88623.78	88623.78
M (KN.m)	644.452	2577.81	886.237	3544.95
V (m)	16.53	11.68	16.53	11.68
S radier (m^2)	771.71	771.71	771.71	771.71
I (m^4)	70245.74	35063.15	70245.74	35063.15
□max (KN/m^2)	83.66	84.37	115.05	116.02
□min (KN/m^2)	83.36	82.65	114.63	113.66
σmoy (KN/m^2)	83.59	83.94	114.95	115.43
σadm (KPA)	250	250	250	250
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes sous le radier

- ***Conclusion:***

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **Vérification de la stabilité :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal (N) dû aux charges verticales et à un moment de renversement (M) dû sollicitations horizontales.

$$M = M_0 + V_0 \times h$$

Avec :

M_0 : moment à la base de l'ouvrage.

V_0 : effort tranchant à la base (V_X, V_y).

Avec M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier ETABS.

h : profondeur de l'infrastructure (h=80cm).

Sens Longitudinal (E_X) : $\begin{cases} V_X = 3566.28KN \\ M_Y = 58233.894KN.m \end{cases} \Longrightarrow M = 59660.41\ KN.m$

Sens Transversal (E_y) : $\begin{cases} V_y = 3342.99KN \\ M_x = 54112.142KN.m \end{cases} \Longrightarrow M = 55449.34KN.m$

- Pour : (0,8G±E)

  N=0.8 N_G^{tot}

  M_G=N×e

  M=M_G+M_{renver}

- Pour : (G + Q + E)

  N= G+Q

A cet effet, le radier doit être vérifié :

Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G ±E.

	G+Q+E		0,8G+E	
	Longitudinal	**Transversal**	**Longitudinal**	**Transversal**
N (KN)	64445.29	64445.29	42902.18	42902.18
M (KN.m)	59660.41	55449.34	59660.41	55449.34
V (m)	16.53	11.68	16.53	11.68
S radier (m^2)	771.71	771.71	771.71	771.71
I (m^4)	70245.74	35063.15	70245.74	35063.15
σ_{Max}(KN/m2)	97.55	101.98	69.63	74.06
σ_{Min} (KN/m^2)	69.47	65.038	41.55	37.12
σ_{moy} (KN/m^2)	90.53	92.76	62.61	64.83
σ_{adm} (MPA)	250	250	250	250
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI.3 : Vérification de soulèvement.

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

D'après le **RPA2003 (art 10.1.53)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

N= 0,8 Gt =42902.18 KN

Sens X-X **:** $e = \frac{59660.4}{42902.18} = 1.39 < \frac{lx}{4} = 8.26$.....(Vérifiée)

Sens Y-Y : $e = \frac{55449.3}{42902.18} = 1.29 < \frac{ly}{4} = 5.84$.....(Vérifiée)

- **Conclusion :**

La stabilité du radier est vérifié dans les deux sens.

VI.3.3.5 Ferraillage de radier :

Le radier agit comme un plancher inversé, soutenu par les poteaux et les poutres, et soumis à une pression uniforme due au poids propre de l'ouvrage et aux surcharges.

-La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'une épaisseur de 50 cm.

-Les nervures, sont considérées comme des poutres d'une hauteur de 150 cm.

-Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable.

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL 91.**

a) Ferraillage de la dalle :

1 Determination des efforts:

$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle

$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$ ……..sens de la grande portée.
$M_y = \mu_y \times M_x$ ……..sens de la petite portée.

Le radier est composé des panneaux de dalles de différentes dimensions, encastrés sur leurs 4 côtés.

Afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, nous adopterons la même section d'armature en considérant le panneau le plus sollicité.

$p_x = \frac{l_Y}{l_X} = \frac{4.2-0.5}{4.3-0.5} = 0.97 \Longrightarrow$ Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

Valeur de la pression sous radier :

- **État limite ultime :**

$$q_u = \delta_{moy} - \frac{1.35(g_{radier}+g_{remb}+g_{PF})}{S_{radier}} = 115.43 - \frac{1.35(11795.63+2576.42+1192.79)}{333.17}$$

q_u=53.36 KN

- **État limite de service :**

$$q_S = \delta_{moy} - \frac{(g_{radier}+g_{remb}+g_{PF})}{S_{radier}} = 83.94 - \frac{(11795.63+2576.42+1192.79)}{333.17}$$

q_s=37.22KN

2 Calcul des moments:

Les abaques de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = 0.04$

$\mu_y = \alpha^3(1.9\text{-}0.9\alpha) = 0.96$

- **Moments isostatiques :**

➢ **ELU**

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.04 \times 53.36 \times 4.3^2 = 39.47$ KN.m

$M_y = \mu_y \times M_x = 0.96 \times 39.47 = 37.89$ KN.m

➢ **ELS**

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.04 \times 37.22 \times 4.3^2 = 27.52$KN.m

$M_y = \mu_y \times M_x = 0.96 \times 27.52 = 26.43$KN.m.

Remarque :

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➢ **Pour les panneaux de rive :**

- Moment sur appuis : Ma= 0,3 M_0
- Moment en travée : M_t= 0,85 M_0

➢ **Pour les panneaux intermédiaires :**

- Moment sur appuis : M_a= 0,5 M_0
- Moment en travée : M_t= 0,75 M_0

➢ ELU :

▪ **Sens X-X :**

M_a= 0, 3 M_{0x} =0.3 × 39.47 =11.84KN. m

M_t= 0, 85 M_{0y} =0.85 × 39.47 = 33.55KN. m

▪ **Sens Y-Y :**

M_a= 0, 3 M_{0x} =0.3 × 37.89 = 11.36 KN. m

M_t= 0, 85 M_{0x} = 0.85 × 37.89 = 32.21KN. m

➢ ELS :

▪ **Sens X-X :**

M_a=27.52*0.3=8.23

M_t= =27.52*0.85=23.39

▪ **Sens Y-Y :**

M_a=26.43× 0.3 = 7.92KN. m

M_t=26.43× 0.85 = 22.47KN. m.

3.Calcul du ferraillage:

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

fc28= 30MPa ; ft28=2,4MPa ; σbc=18MPa ; fe=500MPa ; σs= 435MPa ;

b=100cm ; h=40 cm ; d=0,9h=35 cm, fissuration préjudiciable.

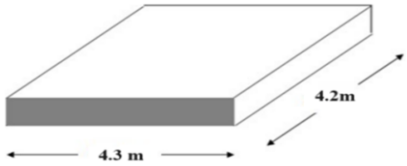


Figure VI.4 :Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

Panneau 9	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (MN.m)	11.84	33.55	11.36	32.21
A_s (cm^2)	0.36	1.03	0.35	0.99
$A_{s\,min}$ (cm^2)	6.50	6.50	6.50	6.50
Choix de Φ	5T14	5T14	5T14	5T14
A_s adopté (cm^2)	7.67	7.67	7.67	7.67
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VI.4 : Ferraillages des panneaux du radier

Pourcentage minimal : $A_{s\,min}$ =Max (A_{xmin}, A_{ymin}, A_{min})=6.50 cm^2 / m

Suivant le grand coté : $A_{xmin} \geq 8h = 8\times 0.8 = 6.4\ cm^2/m$

Suivant le petit coté : $A_{ymin} \geq 8h\,[(3-\alpha)/2] = 6.50\ cm^2$ / m ……BAEL 91

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e$

$A_{min} = 0.23\times100\times(40-5)\times2.4/500 = 3.86 cm^2$

4.Vérification nécessaires

- **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x :

$S_t \leq \min \{3h; 33cm\} = 33cm$

$S_t = 20cm < 33cm$.....CV.

Sens y-y :

$S_t \leq \min \{4h; 45cm\} = 45cm$

$S_t = 20cm < 45cm$.....CV

Vérification des contraintes à L'ELS :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	M_{ser} [KN.m]	A_{adop} (cm^2)	σ_{bc} [MPa] σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa] σ_s [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa] $\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_s$ [MPa] $\overline{\sigma}_s$ [MPa]	condition
Appuis	8.23	7.67	0.26	15.3	18	250	Vérifiée
Travée	23.39	7.67	0.73	43.6	18	250	Vérifiée

Tableau VI.5: vérification des contraintes à l'ELS Sens X-X.

Zone	M_{ser} [KN.m]	A_{adop} (cm^2)	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa] σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa] σ_s [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa] $\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_s$ [MPa] $\overline{\sigma}_s$ [MPa]	condition
Appuis	7.92	7.67	0.25	14.8	18	250	Vérifiée
Travée	22.47	7.67	0.71	41.9	18	250	Vérifiée

Tableau VI.6 : vérification des contraintes à l'ELS Sens Y-Y .

b) Ferraillage de la nervure :

Le ferraillage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

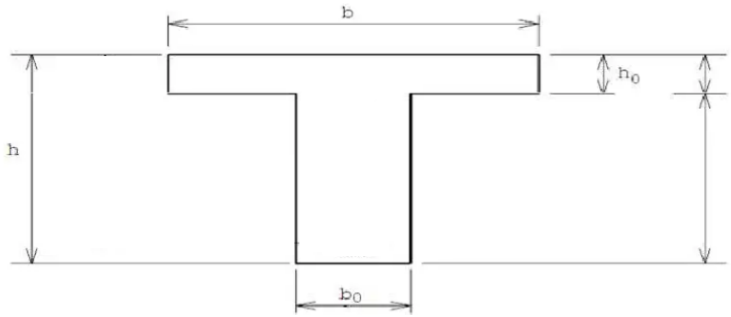


Figure VI.5: section d une nervure

b**:** largeur de la dalle de compression

h_0: hauteur de la dalle de compression

$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{10}; \frac{L_0}{2}\right) = \left(\frac{4.3}{10}; \frac{4.2}{2}\right) = \min(0.43, 2.1) = 0.43$ m

On prend : $b_1 = 40$cm

Donc : b = 50+2×40=130cm.

Le calcul sera effectué pour les nervures les plus défavorables (on utilise socotec)

A L'ELU :

Sens X-X : (b=50cm ;h=80cm)

Appui	M [KN.m]	Acal (cm^2)	choix	Aadop (cm^2)
axe1	-32.38	0.96	5HA14	7.67
axe2	-170.05	5.14	5HA14	7.67
Axe3	-173.76	5.25	5HA16	10.05
Axe4	-143.4	4.32	5HA14	7.67
Axe5	-130.11	3.91	5HA14	7.67
Axe6	-97.811	2.93	5HA14	7.67
Axe7	-38.257	1.14	5HA14	7.67

Tableau VI.7 : Ferraillage des nervures longitudinales en Appui.

on utilise SOCOTEC (b=1.3m, h=80m ,h_0 =0.4m ,b_0 =0.5m)

TRAVEE	M [KN.m]	A cal (cm^2)	choix	A adop (cm^2)
axe1	29.40	0.9	5HA14	7.67
axe2	88.89	2.74	5HA14	7.67
Axe3	186.46	5.76	5HA14	7.67
Axe4	225.88	6.99	5HA14	7.67
Axe5	179.03	5.53	5HA14	7.67
Axe6	118.39	3.65	5HA14	7.67
Axe7	79.776	2.45	5HA14	7.67

Tableau VI.8 : Ferraillage des nervures longitudinales en travée.

Sens Y-Y

APPUI	M [KN.m]	Acal (cm^2)	choix	A adop (cm^2)
AxeA	-22.15	0.68	5HA14	7.67
AxeB	-105.33	3.27	5HA14	7.67
AxeC	-163.84	5.12	5HA14	7.67
AxeD	-114.43	3.55	5HA14	7.67
AxeE	-112.89	3.51	5HA14	7.67
AxeF	-112.64	3.5	5HA14	7.67
axeG	-114.53	3.56	5HA14	7.67
axeH	-128.77	4.01	5HA14	7.67
axeI	-133.46	4.15	5HA14	7.67
axeJ	-27.74	0.85	5HA14	7.67

Tableau VI.9 :Ferraillage des nervures transversales en appui.

TRAVEE	M [KN.m]	A cal (cm^2)	choix	A adop (cm^2)
AxeA	31.58	0.97	5HA14	7.67
AxeB	153.18	4.73	5HA14	7.67
AxeC	214.39	6.63	5HA14	7.67
AxeD	260.02	8.06	5HA14	7.67
AxeE	241.55	7.48	5HA14	7.67
AxeF	241.36	7.48	5HA14	7.67
axeG	265.33	8.23	5HA14	7.67
axeH	218.80	6.77	5HA14	7.67
axeI	152.80	4.72	5HA14	7.67
axeJ	26.69	0.82	5HA14	7.67

Tableau VI.10 : Ferraillage des nervures transversales en travée

Vérifications nécessaires :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

L`effort maximale est tiré à partir du fichier ETABS.

- **Sens longitudinal:**

V_u=205.53 KN

$$\tau_U = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{205.53*10\text{^}-3}{0.9*1*1.30} = 0.18\text{MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$\bar{\tau}_u$ = min (0,2 f_{c28} / γ_b; 5 MPa) = min (0.2×30 /1.5 ; 5) =4 MPa.

$\tau_U = 0.18$ MPa $< \bar{\tau}_u$ CV

- **Sens transversal :**

V_u= 225.89 KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{d*b} = \frac{225.89*10\text{^}-3}{0.9*1*1.30} = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$ CV

Armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min(\frac{100}{35}, \frac{50}{10}, 1.6cm) = 16mm$$

On prend: $\emptyset_t = 10mm$ $\phi_t = 10mm$

Espacement :

- D'après le **BAEL**, l'espacement entre les armatures transversales ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$S_s \leq \min\left(15\Phi_{L\min},\ 40cm\ ,\ a+10cm\right) = 30\ cm$$

On adopte dans les deux sens un espacement :

$S_t = 20cm$ *en zone corante*

$S_t = 15cm$ *en zone nodale*

- **La section d'armature transversale :**

Il ya une reprise donc K=0

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{b_0 \times (\tau_U - 0.3k\, f_{t28})}{0.9 f_{ed}\ /\gamma_s} = \frac{50 \times 0.19}{0.9 \times 500\ /1.15}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0.024\ cm \ldots\ldots \text{CV}$$

Pourcentage minimal :

La section minimale A_t doit vérifier :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0.4 \times 50}{500} = 0.04 \text{cm}^2$$

- **Choix des cadres :**

Pour les cadres transversaux en prendra 6HA10.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous **:**

APPUI	$A_{adp}(cm^2)$	$M_{s\ (KN.m)}$	σ_{bc}	σ_s	$\overline{\sigma_{bc}}\ [MPa]$ $\overline{\sigma_{bc}}\ [MPa]$	$\overline{\sigma_s}$ [MPa] $\overline{\sigma_s}$ [MPa]	condition
Axe1	7.67	-23.41	0.73	43.6	18	250	CV
Axe2	7.67	-122.97	3.86	229.2	18	250	CV
Axe3	7.67	-125.66	3.95	234.2	18	250	CV
Axe4	7.67	-103.701	3.26	193.2	18	250	CV
Axe5	7.67	-94.09	2.95	175.3	18	250	CV
Axe6	7.67	-70.73	2.22	131.8	18	250	CV
Axe7	7.67	-27.66	0.87	51.5	18	250	CV

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes à l'ELS dans le *Sens X-X en appui*

travée	$A_{adp}(cm^2)$	M_s (KN.m)	σ_{bc}	σ_s	$\overline{\sigma_{bc}}\ [MPa]$ $\overline{\sigma_{bc}}\ [MPa]$	$\overline{\sigma_s}$ [MPa] $\overline{\sigma_s}$ [MPa]	condition
Axe1	7.67	21.26	0.41	38.8	18	250	CV
Axe2	7.67	88.88	1.71	162.2	18	250	CV
Axe3	7.67	134.84	2.6	246	18	250	CV
Axe4	10.05	163.35	2.76	228.8	18	250	CV
Axe5	7.67	129.46	2.5	236.2	18	250	CV
Axe6	7.67	85.61	1.65	156.2	18	250	CV
Axe7	7.67	57.69	1.11	105.3	18	250	CV

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS dans le *Sens X-X en travée*

APPUI	$A_{adp}(cm^2)$	M_s (KN.m)	σ_{bc}	σ_s	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa] $\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	$\overline{\sigma_s}$ [MPa] $\overline{\sigma_s}$ [MPa]	condition
Axe A	7.67	-16.01	0.5	29.8	18	250	CV
Axe B	7.67	-76.17	2.39	141.9	18	250	CV
Axe C	7.67	-118.48	3.72	220.8	18	250	CV
Axe D	7.67	-82.75	2.6	154.2	18	250	CV
Axe E	7.67	-81.63	2.56	152.1	18	250	CV
Axe F	7.67	-81.46	2.56	151.8	18	250	CV
Axe G	7.67	-82.82	2.6	154.3	18	250	CV
Axe H	7.67	-93.12	2.92	173.5	18	250	CV
Axe I	7.67	-96.52	3.03	179.9	18	250	CV
Axe J	7.67	-20.06	0.63	37.4	18	250	CV

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS dans le *Sens Y-Y en appui*

TRAVEE	$A_{adp}(cm^2)$	M_s (KN.m)	σ_{bc}	σ_s	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa] $\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	$\overline{\sigma_s}$ [MPa] $\overline{\sigma_s}$ [MPa]	condition
Axe A	7.67	22.84	0.26	28.2	18	250	CV
Axe B	7.67	110.77	1.48	158.7	18	250	CV
Axe C	7.67	155.04	2.07	222.1	18	250	CV
Axe D	7.67	188.04	2.2	206.6	18	250	CV
Axe E	7.67	174.68	2.04	191.9	18	250	CV
Axe F	7.67	174.54	2.04	191.7	18	250	CV
Axe G	7.67	191.87	2.24	210.8	18	250	CV
Axe H	7.67	158.23	2.11	226.6	18	250	CV
Axe I	7.67	110.5	1.47	158.3	18	250	CV
Axe J	7.67	19.3	0.26	27.6	18	250	CV

Tableau VI.14: Vérification des contraintes à l'ELS dans le *Sens Y-Y en travee*

c)Ferraillage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

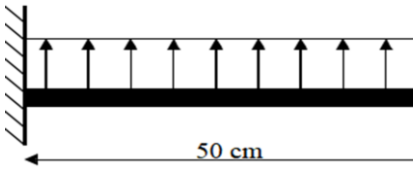


Figure VI.6 : Schéma statique du débord

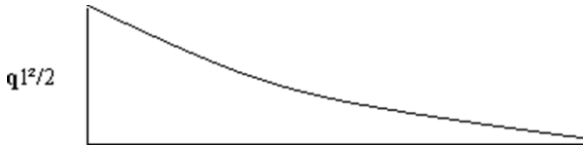


Figure VI.7: Diagramme des Moments.

h=50cm q_u=88.21KN

L=0.5m q_s=63,79 KN

Calcul à L'ELU :

$$M_u = \frac{88.21 \times 0.5^2}{2} = 11.03 KN.m$$

Nous remarquons que le moment calculé M_u est très petit par rapport a celle calculé au panneau du radier M_t ce qui nous donnes des armateurs faibles que celle obtenues aux appuis d e rive, nous convenons ainsi de ferrailler le débord par prolongement des armatures destinées aux appuis de rive du radier.

VI.4 Étude du voile périphérique :

VI.4.1 Introduction :

Comme notre ouvrage est situé en zone **IIa**, il doit comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base, conformément à l'article **(10.1.2 du RPA 2003.)**

Le voile périphérique, une paroi verticale en béton armé de 3,00m de profondeur, assure à la fois un encastrement solide et une bonne stabilité de l'ouvrage. Il limite également les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Préconisation du RPA 99 :

D'après l'article **10.1.2 du RPA2003**, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

VI.4.2 Dimensionnement :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Épaisseur de 20 cm
- Hauteur de 3,00m
- Qu=5kN

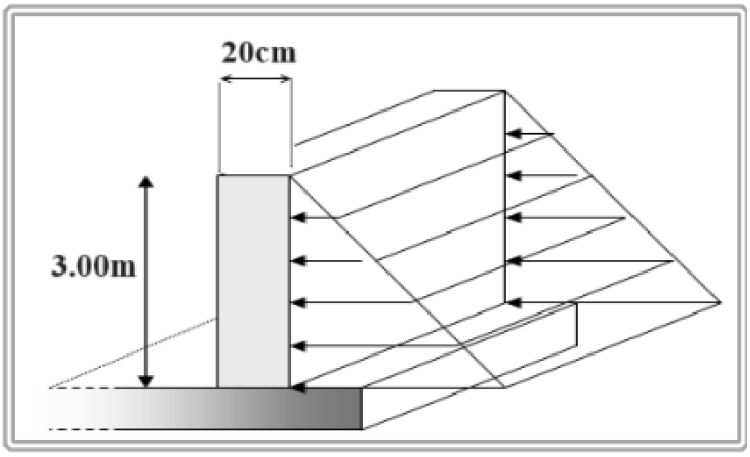


Figure VI.8: Répartition des charges de voile périphérique.

VI.4.3 Évaluation des charges:

Dans notre cas, le voile n'est pas un élément porteur mais agit comme un voile écran, fonctionnant comme une dalle pleine soumise aux poussées des terres. Le voile périphérique est conçu pour contenir entièrement ces poussées.

Données:

- Surcharges éventuelle : q=5KN /$m^{2.}$
- poids volumique : $\boldsymbol{\gamma}$ =18KN /m^3.
- Angle de frotte ment interne :$\boldsymbol{\varphi}$=23°.

- Cohérence : C=0.
- Poussée due aux terres :

$$K_A = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.38$$

$\sigma_h = k_0 . \gamma_h . h$

$0 \le z \le 3.00$ m :

$$\sigma_h = k0 . \gamma_h . h = 0.38 \times 18 \times 3{,}00 = 20.52$$

Z=0 m $\sigma_h = 0$ KN/m^2.

Z=3.00 m $\sigma_h = 20.52$ KN/m^2.

Poussée due aux surcharges :

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q = 5KN/m^2$

$$\sigma_q = K_O \times q = 0.38 \times 5 = 1.9 KN/m^2$$

Méthode de calcul :

Le ferraillage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle appuyée sur quatre côtes.

- Contrainte totale

➢ **ELU** : $\sigma_u = 1.35\sigma_{h(0)} + 1.5\sigma_q = 2.85$ kN /m^2

$\sigma_u = 1.35\sigma_{h(3.00)} + 1.5\sigma_q = 30.55$kN /m2 $= \sigma_{max}$

σ_{moy}=23.63kN /m^2

➢ ELS :

$\sigma_{ser} = \sigma h(0) + \sigma q = 1.9$ kN /m2 $= \sigma_{min}$

$\sigma_{ser} == \sigma h(3.00) + \sigma q = 22.42$kN /m2 $= \sigma_{max}$

σ_{moy}=17.29kN /m^2

◆ **Ferraillage du voile :**

Le ferraillage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$L_x = 4.3$m $L_y = 4.2$ m

$\alpha = Ly/Lx = 0.98$ $0.4 \le \alpha \le 1$Le panneau porte sur les deux sens.$\begin{cases}\text{Dans le sens de la petite portée.}\\ \text{Dans le sens de la grande portée}\end{cases}$

Les valeurs de μ_x, μ_y .sont données par le BAEL.

Ventilation des moments $\begin{cases} Mt = 0.75\ Mo \\ Map = 0.5Mo \end{cases}$

Ferraillage minimal:

- Selon le **RPA2003 (Art. 10.1.2),** le pourcentage minimal des armatures et de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne **:**

A_{RPA} = 0,1.b.h /100 = 0,1.20.80/100 = 1.6cm²/ml.

- Selon le **BAEL 91,** le ferraillage minimal est de **:**

A_{min}= 0, 0008.b.h =1.28cm²/ml.

Évaluation des moments :

	L_x(m)	L_y(m)	α	μ_x	μ_y	σ_{moy}(KN/m^2)	M_x(KN.m)	M_y(MN.m)
ELU	4.3	4.2	0.98	0.04	0.96	23.63	39.47	37.89
ELS	4.3	4.2	0.98	0.04	0.96	17.29	27.52	26.43

Tableau VI.15 : Moment longitudinal et transversal

Calcul des armatures :

A l'ELU :

	Sens XX (vertical)		**Sens YY (horizontal)**	
	Sur appuis	**En travée**	**Sur appuis**	**En travée**
M_u (kN.m)	173.76	265.33	-183.34	265.33
A_s(cm^2/ml)	1.36	2.07	1.43	2.07
A_{smin}(cm^2/ml)	1.28	1.28	1.28	1.28
Choix de Φ	**5HA12**	**5HA12**	**5HA12**	**5HA12**
A_s adopté (cm^2)	**5.65**	**5.65**	**5.65**	**5.65**

Tableau VI.16 : Ferraillage du voile à l'ELU.

Vérification des contraintes à l'ELS :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous

Zone	M_{ser}[KN.m]	A_{adop} (cm^2)	$\sigma_{bc}\ [MPa]$ $\sigma_{bc}\ [MPa]$	$\sigma_s\ [MPa]$ $\sigma_s\ [MPa]$	$\overline{\sigma}_{bc}\ [MPa]$ $\overline{\sigma}_{bc}\ [MPa]$	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	Remarque
Appuis	125.66	5.65	0.39	77.2	18	250	Vérifiée
Travée	191.87	5.65	0.6	117.9	18	250	vérifiée

Tableau VI.17 : Vérification des contraintes ELS Sens X-X

Zone	M_{ser}[KN.m]	A_{adop} (cm^2)	$\sigma_{bc}\ [MPa]$ $\sigma_{bc}\ [MPa]$	$\sigma_s\ [MPa]$ $\sigma_s\ [MPa]$	$\overline{\sigma}_{bc}\ [MPa]$ $\overline{\sigma}_{bc}\ [MPa]$	$\overline{\sigma}_s$ [MPa] $\overline{\sigma}_s$ [MPa]	Remarque
Appuis	118.48	5.65	0.37	72.8	18	250	Vérifiée
Travée	191.87	5.65	0.6	117.9	18	250	vérifiée

Tableau VI.18 : vérification des contraintes ELS Sens Y-Y

CHAPITRE VII

LA THEORIE D'ANALYSE LIMITE

PARTIE 1 Application de la théorie d'analyse limite aux structures portiques

VII.1. Introduction:

Une structure est supposée soumise à un système de sollicitations, quelle sollicitation maximum peut supporter cette structure ? Ce maximum est appelée charge limite ou charge de ruine. La charge étant donnée, on peut également parler de coefficient de sécurité : coefficient maximum par lequel on peut multiplier la charge supposée égale à l'unité, et que la structure peut supporter.

La charge de rupture d'une structure sous chargement proportionnel peut être déterminée par la méthode incrémentale. Cette méthode permet de suivre l'évolution de la réponse élasto-plastique de la structure du début de l'application du chargement jusqu'à la rupture. Cependant elle est très coûteuse car elle exige un temps de calcul prohibitif. La méthode d'analyse limite présente alors une alternative, elle permet d'estimer ou d'encadrer la charge de ruine via l'application de ses deux approches statique et cinématique.

VII.2 Analyse à la rupture d'une structure portique par la méthode incrémentale:

Soit le portique montré sur la figure 1, soumis à une charge verticale □V et à une charge horizontale □H. La magnitude relative est déterminée par V et H alors que la magnitude absolue est déterminée par le facteur de charge □. On suppose que V et H = 1 et on augmente progressivement le facteur de charge λ jusqu'à la rupture. Les différentes étapes du comportement du portique au fur et à mesure que λ croit sont montées sur la figure 3 ci-dessous. Le portique est hyperstatique de degré 3 (**h** = 3), généralement le nombre de rotules plastiques **n** nécessaires pour la formation d'un mécanisme est égale à (**h** + 1 = 4).

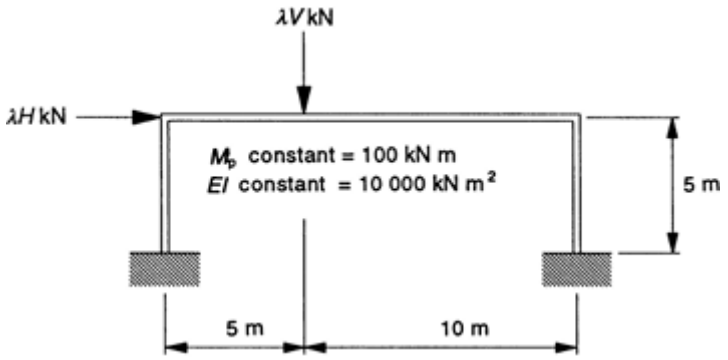


Figure VII.1: Structure portique soumise à un chargement proportionnel

A chaque formation d'une rotule plastique la structure perd un degré d'hyperstaticité. A la formation de la troisième rotule plastique le portique devient isostatique (**h** = 3 – 3 = 0) et à la quatrième rotule il devient hypostatique (**h** = 3 – 4 = -1), c'est-à-dire instable.

Étape 1 : Au départ le comportement du portique est élastique, le diagramme des moments fléchissant est obtenu via RDM (la méthode des forces par exemple). Pour une valeur de facteur de charge λ= 39 la section E, au niveau de l'encastrement, se plastifie ($M_E = M_P$) et on a formation d'une rotule plastique.

Étape 2 : Hormis la section plastifiée le comportement de la structure portique reste élastique. On augmente progressivement le facteur de charge λ La superposition des moments élastique (obtenus par la RDM) entraîne que la deuxième rotule plastique se produira au point C où le moment est maximal (figure 3), ainsi

$$M_C = 82,7 + 2,47\ \lambda` = M_P = 100$$

ou λ` = représente le taux de variation de λ associé à $M_C = M_P$, alors

$$\square\square\lambda` = (100 - 82,7)/\ 2,\ 47 = 7\square \Rightarrow \lambda = 39 + 7 = 46$$

Étape 3: La structure portique possède maintenant deux rotules plastiques. L'analyse élastique prévoit que la troisième rotule plastique se produira au point D pour un facteur de charge λ = 46.7. Après la formation de la 3ème rotule la structure devient isostatique et elle est stable.

Il est important de noter qu'à chaque étape (voire figures 2)

La condition d'équilibre est satisfaite, la distribution des moments fléchissant est toujours en équilibre avec le chargement appliqué.

La condition d'écoulement est satisfaite, en tout point de la structure portique la valeur du moment fléchissant $M \leq M_P$.

Étape 4 : Le processus du chargement se poursuit jusqu'à la formation de la quatrième rotule plastique au point A pour un facteur de charge λ =50. Dès la formation de la quatrième rotule plastique la structure deviendra un mécanisme. Le facteur de charge correspondant est appelé facteur de charge à la rupture et il est noté λ_C.

A la rupture, la distribution des moments satisfait toujours la condition d'équilibre et la condition d'écoulement, en plus la structure portique satisfait la condition de mécanisme. On précise que la condition de mécanisme est satisfaite, s'il y a formation d'un nombre suffisant de rotules plastiques pour que la structure devienne un mécanisme.

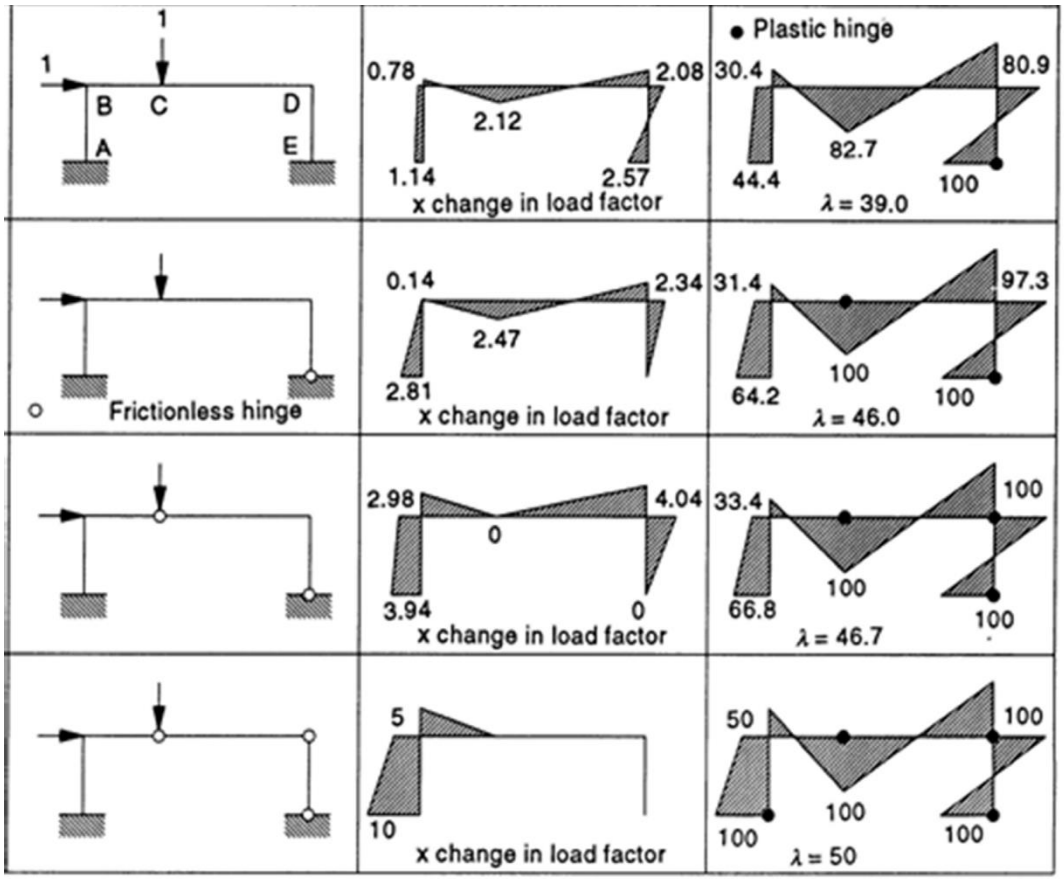


Figure 2 Étapes du comportement de la structure du début du chargement jusqu'à la rupture

Les différentes étapes du comportement de la structure portique jusqu'à l'effondrement sont montrées sur la figure 3.

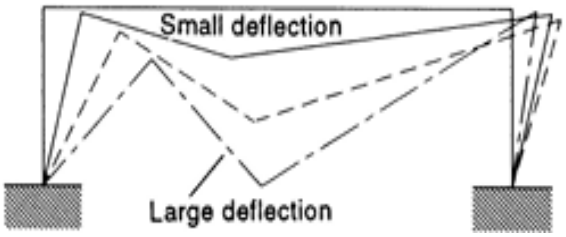


Figure .3:Mécanisme de rupture réel

Si les trois conditions (d'équilibre, d'écoulement et de mécanisme) sont satisfaites à la fois alors le mécanisme de rupture (caractérisé par les positions bien définies des rotules plastiques) est le mécanisme de rupture réel (figure 2). Par conséquent λ (associé au mécanisme réel) est aussi le facteur de charge réel □λ =λ_C.

Tout changement de position des rotules plastiques conduit à un mécanisme de rupture fictif. Il en résulte que □ associé au mécanisme fictif sera différent de □$_C$ associé au mécanisme réel ($\lambda \neq \lambda_C$). Le mécanisme montré sur la figure (3a) a le même nombre de rotules plastiques que le mécanisme réel mais l'emplacement d'une rotule est différent. Le facteur de charge associé à ce mécanisme est une borne supérieure λ_u ($\lambda_u = 80 > \lambda_C = 50$). Cela s'explique par le fait que l'une des 3 conditions n'est pas satisfaite (la condition d'écoulement $M = 300 > M_P = 100$).

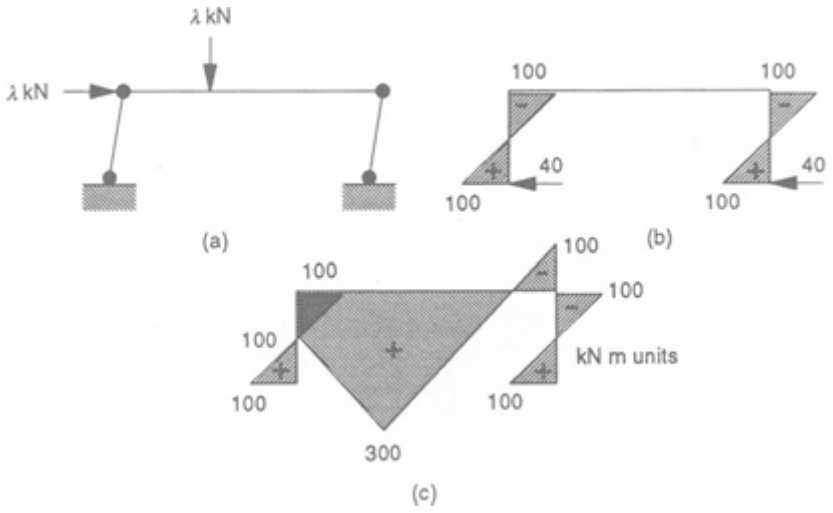


Figure .4 Mécanisme de rupture fictif

VII.3 Nombre de rotules plastiques à la rupture:

Généralement le nombre de rotules plastique dans un mécanisme est égal au degré d'hyperstaticité + 1. Cependant il y a deux exceptions à cette règle qui sont montrés sur les figures 4 et 5.

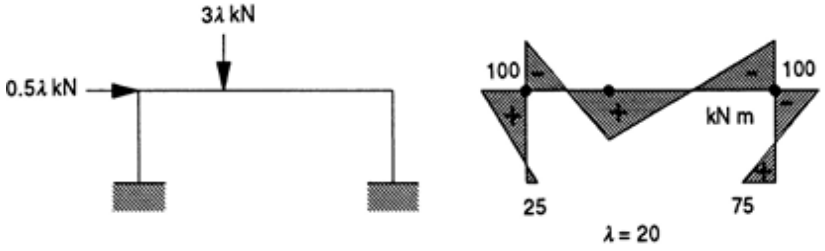


Figure .4: Rupture de la structure portique par mécanisme poutre

1) En raison de la formation d'un mécanisme poutre comme il est montré sur la figure 4. La rupture se produit dès la formation de la troisième rotule plastique au lieu de la quatrième.

2) A la rupture on a formation de cinq rotules plastiques au lieu de quatre comme il est montré sur la figure 5. Ceci s'explique par le fait que la quatrième et la cinquième rotule se forment en même temps.

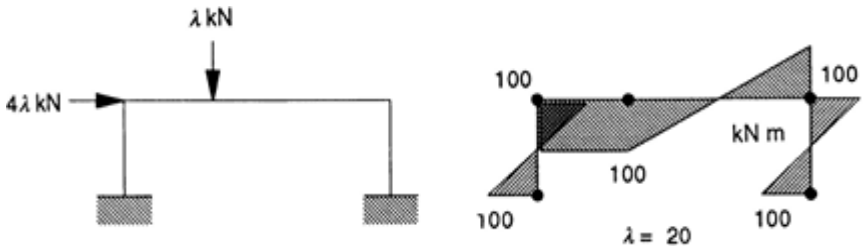
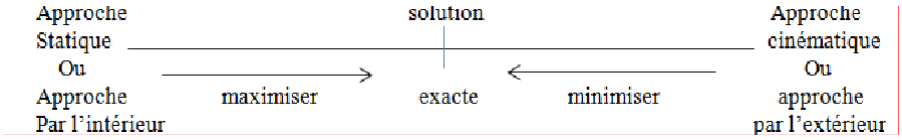


Figure .5: Mécanisme à cinq rotules plastiques au lieu de quatre

VII.4 Méthode d'analyse limite : Approches statique et cinématique

La méthode d'analyse limite repose essentiellement sur deux théorèmes à savoir : le théorème statique (approche statique) et le théorème cinématique (approche cinématique). Les deux approches statique et cinématique sont duales, la première donne la bonne inférieure (lower bound) de la charge limite alors que la deuxième donne la bonne supérieure (upper bound) de la charge limite.



Dans ce qui suit-on exposera l'aspect pratique de ces deux approches (statique et cinématique) et sera délaissé l'aspect théorique qui sort du cadre de cette étude. Les théorèmes sont adaptés aux cas des structures portiques et seront énoncées sons démonstration.

VII.4.1Théorème statique ou théorème de la borne inférieure

Si, dans une structure soumise à un chargement défini par un facteur de charge positive □□ une distribution de moment peut être trouvée qui satisfait les conditions d'équilibre et d'écoulement mais non pas la condition de mécanisme. Alors le facteur de charge λest inférieur ou égal au facteur de charge à la rupture réel noté ici λ_C.

VII.4.2Théorème cinématique ou théorème de la borne supérieure

Si, dans une structure soumise à un chargement défini par un facteur de charge positive une distribution de moment peut être trouvée qui satisfait les conditions d'équilibre et de mécanisme mais pas la condition d'écoulement. Alors le facteur de charge λ est supérieur ou égal au facteur de charge à la rupture réel noté ici λ_C.

VII.4.3théorème unique (Solution exacte)

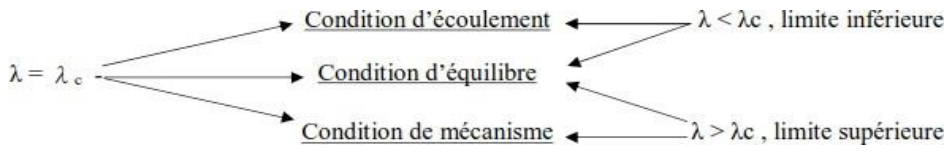
Si, dans une structure soumise à un chargement défini par un facteur de charge positive une distribution de moment peut être trouvée qui satisfait les conditions d'équilibre et de mécanisme mais pas la condition d'écoulement. Alors le facteur de charge déterminé λ est le facteur de charge à la rupture réel λ_C.

VII.4.4 Bornes inférieure et supérieure et solution exacte

Si la condition d'équilibre et la condition d'écoulement sont satisfaites mais non pas la condition de mécanisme alors le facteur de charge calculé λ_l représente une borne inférieure.

Si la condition d'équilibre et la condition de mécanisme sont satisfaites mais non pas la condition d'écoulement alors le facteur de charge calculé λ_u représente une borne supérieure.

Si les 3 conditions (d'équilibre, d'écoulement et de mécanisme) sont vérifiées simultanément. Alors Le facteur de charge λ_C représente la solution exacte.



Application du théorème cinématique (approche cinématique)

– Identifier les mécanismes de ruine élémentaires (soit le nombre = n_1)

– Définir d'autres mécanismes susceptibles de se produire par la combinaison des mécanismes élémentaires (soit le nombre = n_2).

– Pour chaque mécanisme on détermine le facture de charges associé λ_i (i = 1; 2;…..n = n_1+ n_2) par l'application du principe des travaux virtuels.

– Ce principe stipule que le travail virtuel des forces extérieures est égal au travail virtuel des forces intérieures

$$\square \sum F_i \delta_i = \sum Mp_i \theta_i$$

où F_i représente la force extérieure associée au déplacement λ_i, et M_{pi} le moment plastique associé à la rotation θ_i.

– Parmi tous les facteurs de charge déterminés $\square\lambda_i$ (i = 1,2,…..n), le facture de charge $\square$ qui représente la borne supérieure est tel que : λ= min λ_i (i = 1,2,…..n). La borne supérieure du facteur de charge $\square\lambda \geq \lambda_C$ (facteur de charge réel à la rupture).

Application du théorème statique (approche statique)

Une fois qu'on a déterminé la borne supérieure λ_u du facteur de charge réel λ_C on pourra déduire la borne inférieure de la manière suivante. On réduit le chargement appliqué (λ_u H et $\square\lambda_u$ V) en réduisant λ_u jusqu'à est ce que le moment maximal dans n'importe section critique satisfait la condition d'écoulement ($M_{max} \leq M_P$) qui se traduit par $\lambda_u \rightarrow \lambda_l$. En procédant ainsi on arrive à définir un intervalle ($\lambda_l \leq \lambda_C \leq \lambda_u$) à l'intérieur duquel se trouve la charge limite de rupture.

VII.5 Conclusion:

La ruine d'une structure chargée au-delà de son domaine d'élasticité se produit après la formation d'un nombre suffisant de rotules plastiques dans les sections critiques de la structure qui la transforme en un mécanisme. On a exposé la méthode incrémentale et la méthode d'analyse limite qui sont un standard en calcul à la rupture. Dans ce qui suit les deux approches statique et cinématique de la méthode d'analyse limite seront appliquées pour l'étude d'une structure portique. Il est question de déterminer la borne inférieure et de la borne supérieure de la charge limite rupture et de les comparer à la solution exacte.

PARTIE 2 Calcul de la charge limite d'une structure portique

VII.1 Position du problème

La méthode d'analyse limite est appliquée pour déterminer la charge de rupture de la structure portique montrée sur la figure 6. L'effet de l'effort tranchant et de l'effort normal dans la formation des rotules plastiques est négligeable. La rotule plastique se forme dans une section quand le moment atteint le moment plastique M_p. Cette hypothèse simplifie considérablement l'analyse et l'erreur induite est généralement petite.

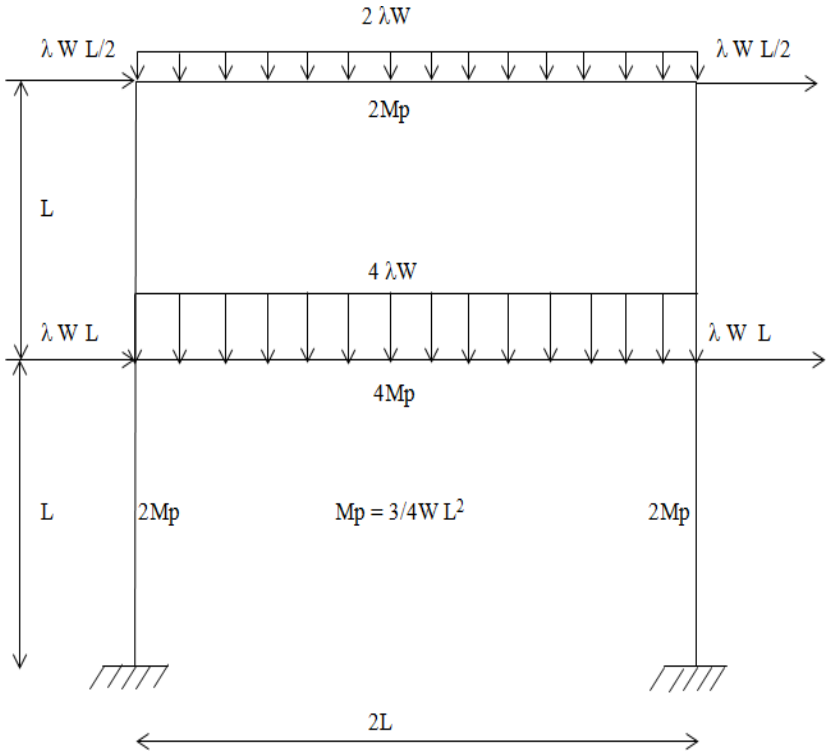


Figure 6 Portique à deux étages

La structure est constituée d'un matériau élastique parfaitement plastique. Le critère de plasticité des poteaux est M_p et $2M_p$ et celui des poutres est $2M_p$ et $4M_p$. Le chargement est modélisé par des charges ponctuelles horizontales d'intensité □WL et □WL/2 et des charges uniformément réparties d'intensité 4λW et 2λW. On peut dénombrer n = 12 sections potentiellement critiques, notées de 1 à 12 comme il est montré sur la figure 7. La structure est hyperstatique d'ordre h = 6, le nombre m de mécanismes indépendants est égal à 6 soit :

2 mécanismes de poutre, 2 mécanismes de panneaux et 2 mécanismes de nœud.

On commence par le calcul de la borne supérieure de la charge limite en considérant un mécanisme fictif. Ce dernier est obtenu en supposant pour les poutres supérieure et inférieure qu'une des trois rotules plastiques se forme à mi- travée (ce qui n'est pas correct en plasticité).

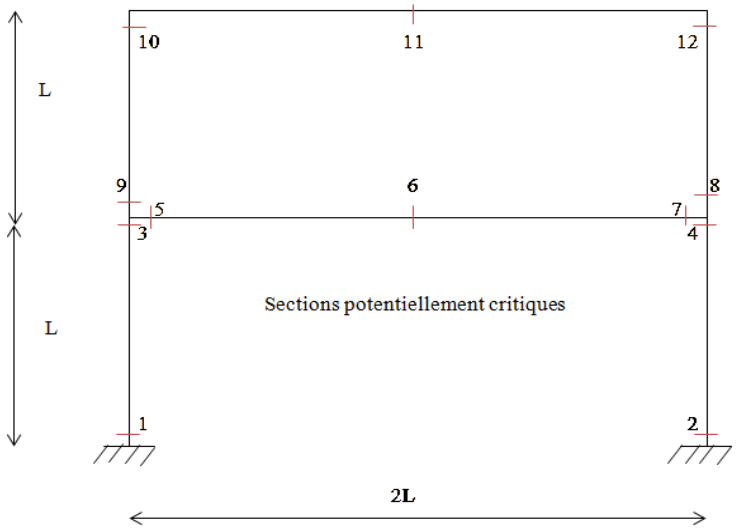
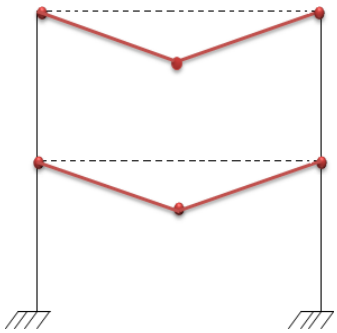
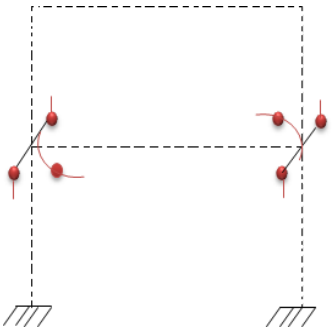


Figure 7 Sections potentiellement critique

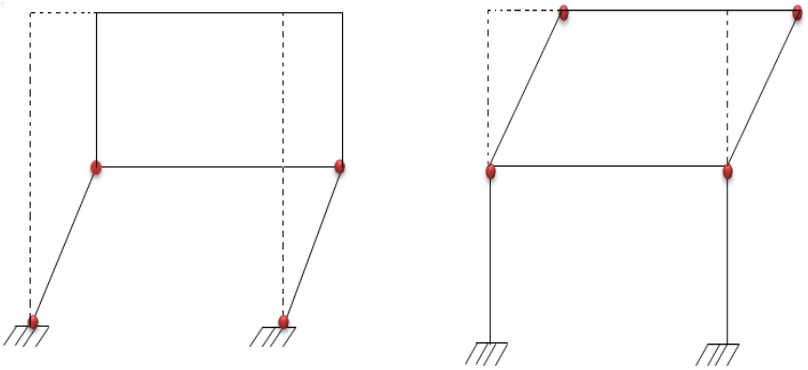
VII.2Mécanismes élémentaire de la structure portique



Mécanisme poutre



Mécanisme nœud



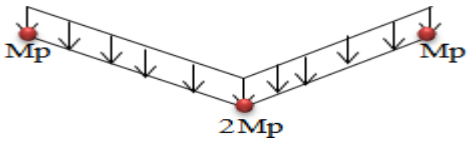
Mécanisme de panneau

VII.3Détermination du facteur de charge relatif à chaque mécanisme

Mécanisme poutre supérieure (1)

$2\ W\ \lambda L \times L\ \theta = 6\ M_p\ \theta$

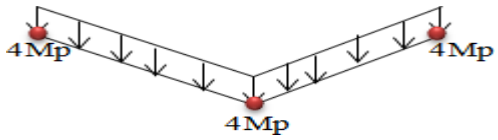
$$\lambda = \frac{3M_P}{WL^2} = 2.25$$



Mécanisme poutre inférieure (2)

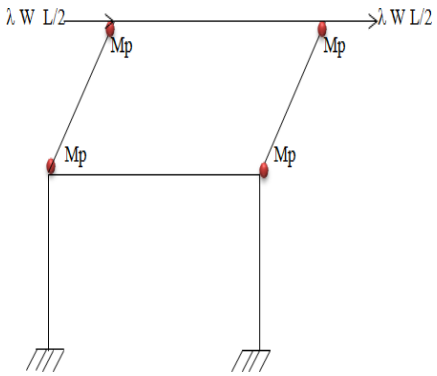
$4\lambda W\ L \times L\ \theta = 16\ M_p\theta$

$$\lambda = \frac{3M_P}{WL^2} = 3$$



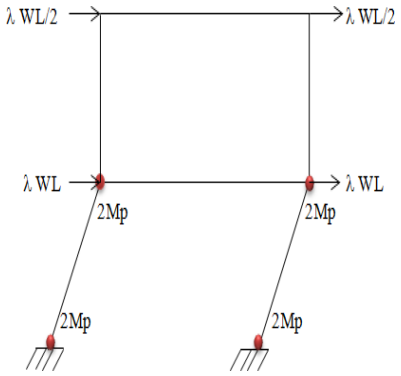
Mécanisme panneau supérieur (3)

$$\square W\ L/2 \times L\ \theta \times 2 = 4M_p\ \theta = \frac{4\ Mp}{W\ L^2} = 3{,}0$$

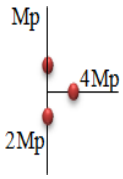


Mécanisme panneau inférieur (4)

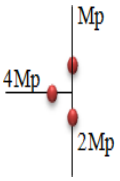
$$\square\ \lambda WL^2 \times 2L\theta + \lambda W\frac{1}{2}L \times 2L\theta = 8M_P\theta\ \ 3\lambda WL^2\theta = 8M_P\theta\ \ \lambda = \frac{8\ M_P}{WL^2} = 2.0$$



Mécanisme nœud gauche (5) Mécanisme nœud de droite (6)



□ indéterminé

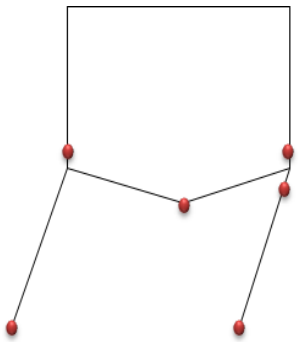


VII.4Combinaison des mécanismes:

Mécanisme (7) (7 = 4 + 2 + 5 + 6)

$3\lambda W L^2\theta + 4\lambda W L^2\theta = 8M_p\theta + 16M_p\theta - 6M_p\theta + M_p\theta - 4M_p\theta + 3M_p\theta$

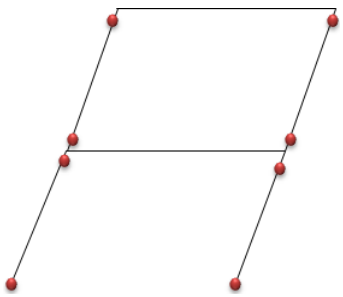
$7\lambda WL^2\theta = 18M_p\theta$ □ $\lambda = \frac{18\,M_P}{7WL^2} = 1.929$



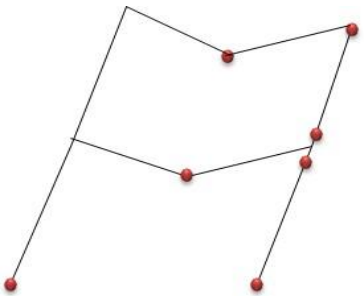
Mécanisme (8) (8 = 4 + 3)

$3\lambda W L^2\theta + \lambda W L^2\theta = 8M_p\theta + 4M_p\theta$

$4\lambda WL^2\theta = 12M_p\theta$ □ $\lambda = \frac{3\,M_P}{WL^2} = 2.25$



Mécanisme 8



Mécanisme 9

Mécanisme (9) (9 = 8 + 1 + 2 + 6)

$4\lambda W L^2 \theta + 2\lambda WL^2 \theta + 4\lambda WL^2 \theta = 12Mp\,\theta + 6Mp\,\theta + 16Mp\,\theta - 2Mp\,\theta$ (nœud gauche supérieur) - $7Mp\,\theta$ (nœud gauche inférieur) - $4Mp\,\theta + 3Mp\,\theta$

$10\lambda WL^2 \theta = 24Mp\,\theta$

$$\lambda = \frac{24\ M_P}{10WL^2} = 1.8$$

Le facteur de charge $\lambda = \min (2{,}25 ; 3{,}0 ; 2{,}0 ; 1{,}929 ; 2{,}25 ; 1{,}8) = 1{,}8$

Diagramme des moments

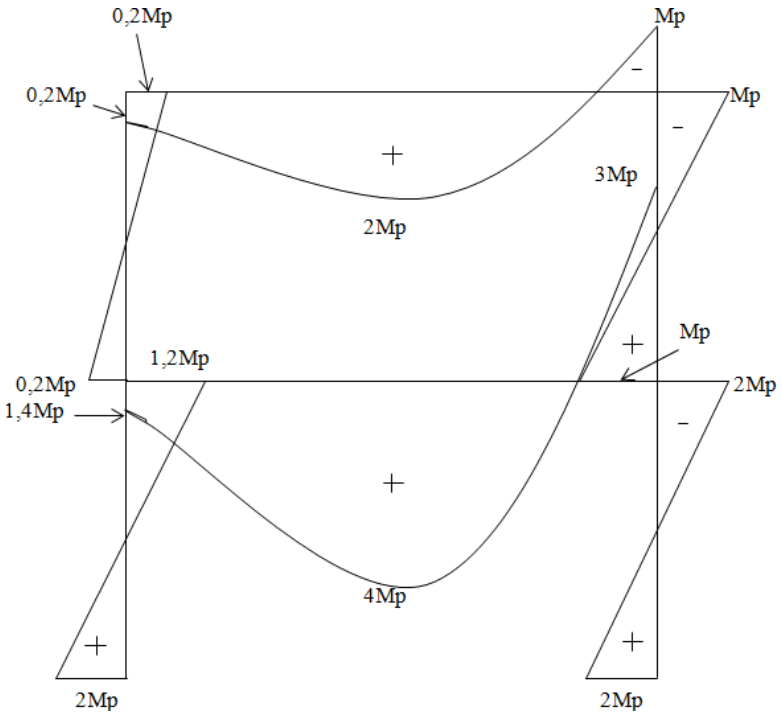
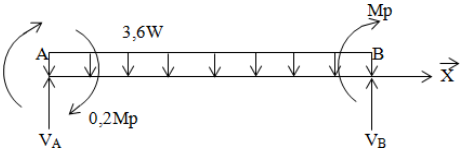


Figure 12 Diagramme des moments pour $\lambda = 1{,}8$

VII.5 Vérification de la condition d'écoulement plastique dans les poutres supérieure et inférieure

Pour l'étude du portique on a supposé que les rotules plastiques se produisent aux milieux des travées pour les poutres inférieure supérieure, ce qui n'est pas tout à fait correct. Par conséquent le mécanisme 9 est virtuel et le multiplicateur de charge $\lambda = 1{,}8$ représente une borne supérieure et non pas la solution exacte (la condition d'écoulement n'est pas vérifiée).

VII.5.1 Poutre supérieure



Les inconnus en A et B représentent les forces axiales dans les colonnes inférieures.

$\sum \frac{M}{B} = 0$ $V_A \times 2L + 0.2M_P + M_P - 3.6W \times 2L \times L = 0$

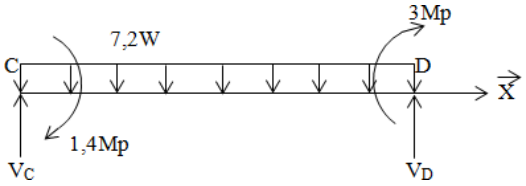
$V_A = (7.2WL^2 - 1.2M_P)\frac{1}{2L} = (7.2WL^2 - 1.2WL^2)\frac{1}{2L}$ $V_A = 3.15WL$

$\mathrm{M(x)} = 0.2\mathrm{M_P} = 3.15\mathrm{WLX} - 3.6\mathrm{W}\frac{\mathrm{x}^2}{2}$

$\frac{dM}{dx} = 3.15wL - 3.6wx = 0$ (pour le moment max) x=0.875L

$M_{max} = 0.2M_p + 3.15WL(0.875L) - \frac{3.6}{2}W(0.875)$ $M_{max} = 2.04M_P > 2M_P$

VII.5.2 Poutre inférieure



$V_C \times 2L + 1.4M_P + 3M_P - 7.2W \times 2L \times L = 0$ $V_C = 5.5WL$

$\mathrm{M} = 1.4\mathrm{M_P} + 5.55\mathrm{WL\,x} - 7.2\mathrm{W}\frac{\mathrm{X}^2}{2}$

$\frac{dM}{dx} = 5.55WL - 7.2Wx$ $x = 0.771L$

$M_{max} = 1.4M_P + 5.55WL0.771\mathrm{L} - 7.2\mathrm{W}(0.771\mathrm{L})^2/2$ $\mathrm{M_{max}} = 4.25\mathrm{M_p} > 4\mathrm{M_p}$

Une borne inférieure peut être obtenue en forçant les moments max à respecter la condition d'écoulement ($M_{max} \leq Mp$) en réduisant le facteur de charge □ de la manière suivante :

□ □ □□□

$$\begin{array}{ccc} \lambda = 1.8 & \rightarrow & 2.04\mathrm{M_p} \\ \lambda_r & \rightarrow & M_p \end{array} \Rightarrow \lambda_r = \frac{21.8}{2.04} = 1.76$$

$$\begin{array}{ccc} \lambda = 1.8 & \rightarrow & 4.25\mathrm{M_p} \\ \lambda_r & \rightarrow & M_p \end{array} \Rightarrow \lambda_r = \frac{41.8}{4.25} = 1.69$$

Le facteur de charge réel λ_C se trouve donc dans l'intervalle

$$1{,}69 \leq \lambda_C \leq 1{,}8$$

Détermination du facteur de charge réel

Dans le mécanisme de rupture réel les rotules plastiques, dans les poutres inférieure et supérieure, se produisent dans les sections où le moment est maximal comme il est montré sur la figure 13.

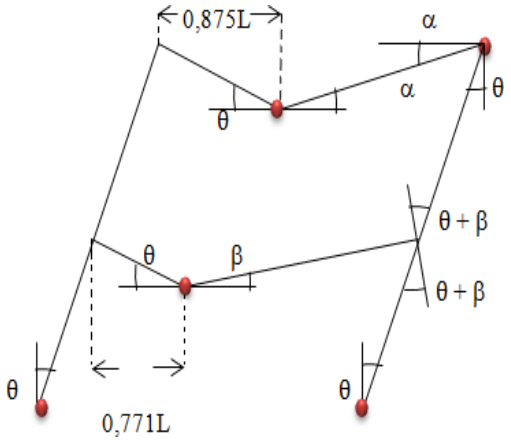


Figure 13 Mécanisme de rupture réel du portique

De la géométrie du mécanisme on déduit que:

$1{,}125\alpha = 0{,}875\ \theta \rightarrow \alpha = 0{,}778\ \theta$ $\qquad$ $1{,}299\beta = 0{,}771\ \theta \rightarrow \beta = 0{,}627\ \theta$

Travail des forces internes

$$2\ M_p\ \theta + 2M_p\ \theta + 4\ M_p\ (\theta + \beta) + 2\ M_p\ (\theta + \beta) + M_p\ (\theta + \beta) + 2\ M_p\ (\theta + \alpha) + M_p\ (\theta + \alpha)$$

$$= 14M_p\ \theta + 7M_p\ \beta + 3M_p\ \alpha = 20{,}73\ M_p\ \theta.$$

Travail des forces extérieures

$$4\lambda WL^2\theta + \frac{2\lambda W(0.875L^2)\theta}{2} + \frac{2\lambda W(1.25L^2)\alpha}{2} + \frac{4\lambda W(0.771L^2)\theta}{2} + \frac{4\lambda W(1.229^2)\beta}{2}$$

$= 5{,}9545\ \lambda W\ L^2\ \theta + 1{,}2656\ \lambda W\ L^2\ \alpha + 3{,}0209\ \lambda W\ L^2\ \beta = 8{,}834\ \lambda\ W\ L^2\ \theta = 20{,}73\ Mp\ \theta$

En égalisant le travail interne et externe on obtient le facteur de charge réel λ_C

$$\lambda c = \frac{20.73\ M_P}{8.83WL^2}$$

Poutre supérieure pour x = 0,869L, on obtient le moment max $=2M_p$

Poutre inférieure pour x = 0,779L, on obtient le moment max $= 4M_p$

Conclusion

La théorie du calcul à la rupture ou d'analyse limite a été appliquée pour estimer la charge de rupture d'une structure portique soumise à un chargement proportionnel. L'étude est simplifiée dans le but de faire les calculs sans recours à un code de calcul. L'encadrement de la charge de rupture réelle (solution exacte) est rendu possible par l'utilisation de l'approche statique et l'approche cinématique.

PARTIE 3 Procédure pour le calcul des moments

VII.1 Introduction

A la rupture la structure est statiquement déterminée (isostatique) en raison de la formation des rotules plastiques. Au niveau de chaque rotule plastique le sens du moment ainsi que sa magnitude sont connus. Soit le portique montré sur la figure 1, aux points A, C, D et E, le moment est égal au moment plastique M_p.

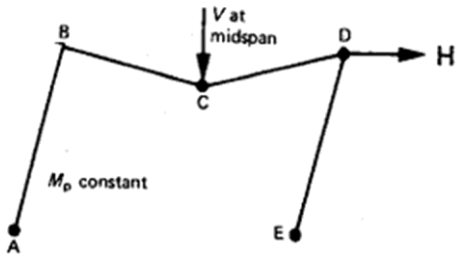


Figure 1. Mécanisme de rupture

En tous ces points l'écoulement plastique se produit en compression et en traction, nécessaire pour avoir une rotation plastique dans un mécanisme.

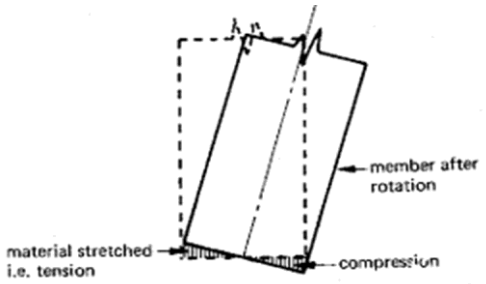


Figure 2 Rotation de la section au niveau du point A

Pour les points CetD la rotation des sections se produit comme il est montré sur les figures3aet 3b.

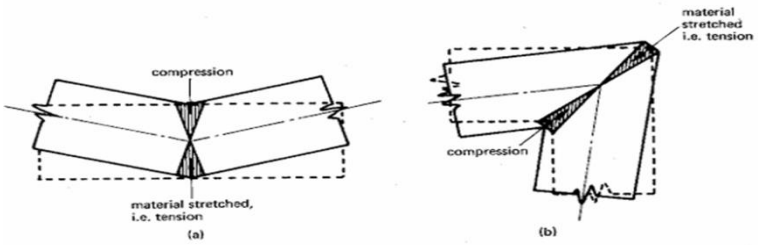


Figure 3 rotation des sections au niveau des points C et D.

VII.2Diagramme des moments

Pour tracer le diagramme des moments de la poutre de la figure 1 on procède comme suit:

1- On trace le diagramme des moments engendré par le chargement en considérant que la poutre est simplement appuyée et que ses extrémités sont libres de toutes rotations (free bending moment diagram).

2- On trace par la suite le diagramme des moments de la poutre en joignant par une ligne droite les moments aux niveau des sections B et D qui sont M_B et $M_D = M_P$ (reactant bending moment diagram).

L'objet de cette analyse est de déterminer le moment inconnu M_B, pour cela on a

$$M_{max} = \frac{M_B + M_P}{2} = M_P$$

Pour une poutre simplement appuyée de longueur L soumise à une charge concentrée V à mi-travée, le moment maximum est égal $M_{max} = \frac{VL}{4}$ ce qui donne

$$\frac{VL}{4} - \frac{M_B + M_P}{2} = M_P$$

En arrangeant les termes, il vient

$$M_B = \frac{VL}{2} - 3\,M_P$$

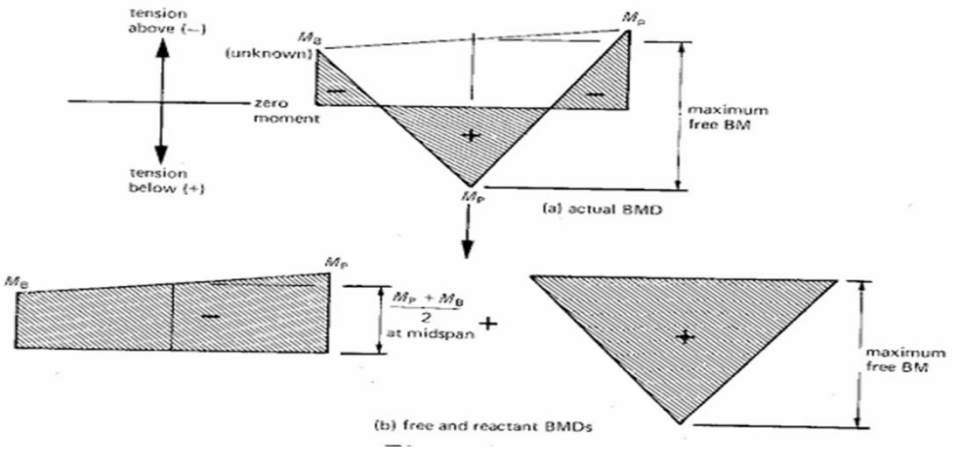


Figure 4 diagramme des moments fléchissant

Si la valeur du moment M_B calculée est positive ($M_B > 0$) ceci implique que les fibres supérieures sont tendues donc le diagramme des moments est négatif au niveau de la section B comme il montré sur la figure 4. Alternativement si la valeur du moment M_B calculée est négative ($M_B < 0$) ceci implique que c'est les fibres inférieures qui sont tendues.

VII.3Détermination des forces et les moments aux extrémités

Le diagramme du moment d'un poteau est montré sur la figure 5a et le sens du moment est indiqué sur la figure 5b. De l'équilibre des moments il vient

$$HL = M_1 + M_2$$

Les forces horizontales représentent l'action du reste de la structure sur le poteau. Si le poteau représente le bas de la structure alors la force horizontale H représente la réaction d'appui.

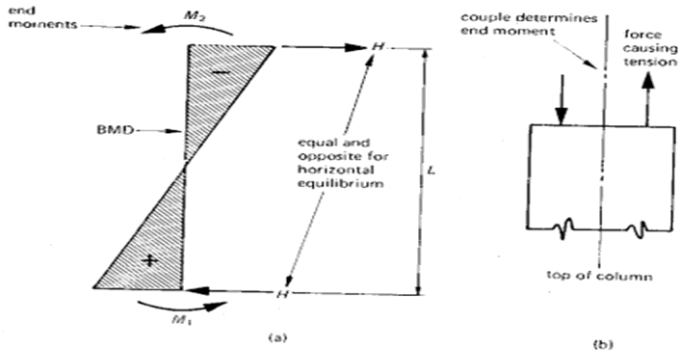


Figure 5.

Dans le cas où le poteau est soumis à un chargement horizontal comme il est montré sur la figure 6. Les forces horizontales résultent de l'action des moments et du chargement.

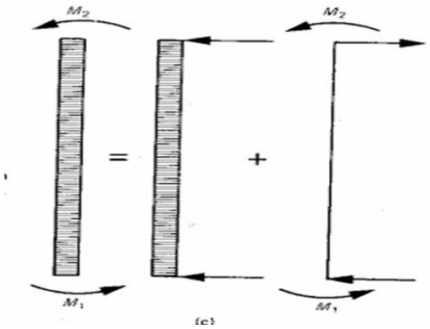


Figure 6.

L'équilibre de la structure se traduit par l'équilibre de tous les nœuds. De l'équilibre du nœud montré sur la figure 7 découle

$$M_1 - M_2 - M_3 = 0$$

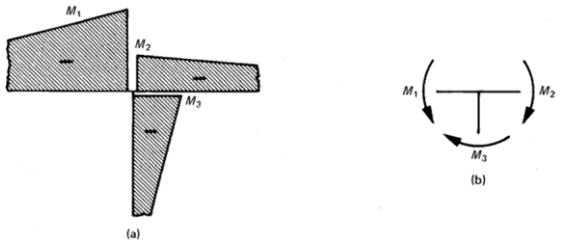


Figure 7.

VII.4Détermination des diagrammes des moments fléchissant

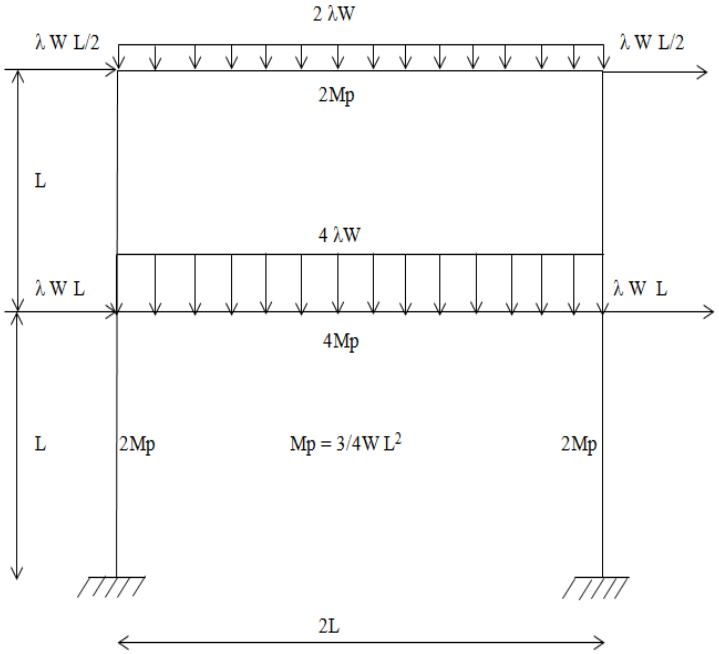


Figure 8

Poutre supérieure : Détermination du moment à gauche

On suppose que la poutre est simplement appuyée et on calcul le moment maximal engendrépar une charge uniformément répartie

$$M_{max} = \frac{2}{8}\lambda\, w\,(2L)^2 = \lambda\, w\, L^2$$

$$M_{max} = 2.4\, M_P \qquad M_P = \frac{3}{4}\lambda\, w\, L^2 \qquad \lambda = 1.8$$

Le moment à mi-travée dû à la charge uniformément répartie avec la prise en compte des momentsaux encastrements doit être égalisé $2M_P$, il en résulte :

$$-\frac{M_P + V}{2} + 2.4\ M_P = 2\ M_P \quad \Rightarrow \quad V = -0.2\ M_P$$

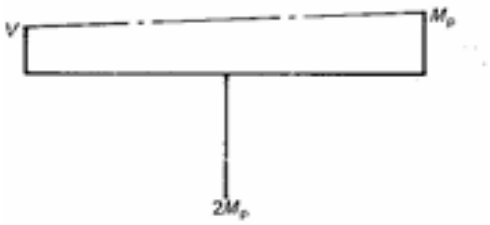


Figure 9 Prise en comptes des moments à l'encastrement

Poutre inférieure : Moment à droite

Les moments dans le poteau inférieur et le poteau supérieur sont M_P et $2M_P$ comme il est montré sur la figure 8. Le moment à droite de la poutre est déterminé à partir de l'équilibre des moments au nœud.

$$M - MP - MP = 0$$

$$M = 3\ M_P$$

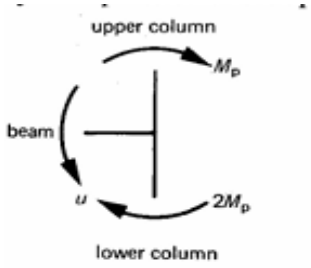


Figure 10 Équilibre des moments au noeud

Poutre inférieure : Moment à gauche

Calcul du moment maximal engendré par la charge uniformément répartie

$$M_{max} = \frac{1}{8} 4\ \lambda\ w\ (2L)^2 = 2\ \lambda\ w\ L^2 = 3.6\ w\ L^2$$

$$M_{max} = 3.6\ w\ L^2 = 4.8\ M_P \qquad M_P = \frac{3}{4} \lambda\ w\ L^2$$

Calcul du moment maximal à mi-travée avec la prise en compte des moments aux encastrements

$$-\frac{3M_P + x}{2} + 4.8M_p = 4M_p \Rightarrow x = -1.4, M_P$$

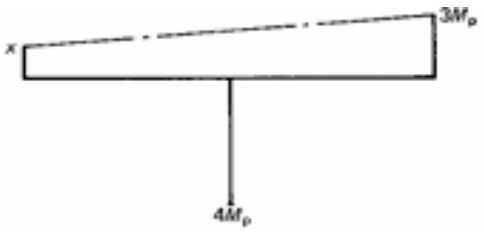


Figure 11 Prise en comptes des moments à l'encastrement

Équilibre des forces horizontales de l'étage supérieur

$$\sum F_H = 0 \Rightarrow N_1 + N_2 = \lambda\, w\, l = 1.8\,\frac{4M_P}{3L} = \frac{2{,}4M_P}{L}$$

$$N_1 = \frac{2M_P}{L} \qquad N_2 = \frac{0.2\,M_P + Y}{L}$$

$$\frac{2M_P}{L} + \frac{0.2\,M_P + Y}{L} = \frac{2{,}4M_P}{L} \Rightarrow Y = 0.2\,M_P$$

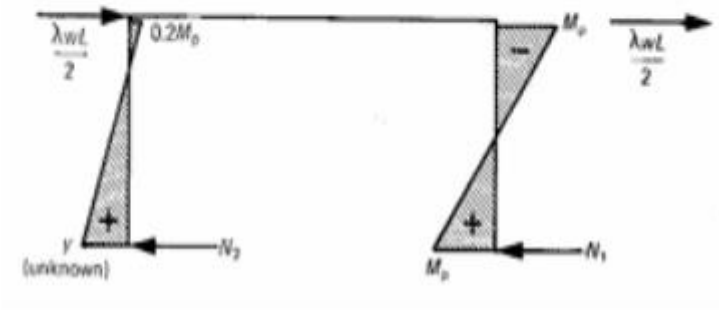


Figure 20

Équilibre des forces horizontales de l'étage inférieur

$$\sum F_H = 0 \qquad \Rightarrow H_1 + H_2 = N_1 + N_2 + 2\,\lambda\, w\, L \qquad \Rightarrow H_1 + H_2 = = \frac{7.2\,M_P}{L}$$

$$H_1 = \frac{4M_P}{L} \qquad H_2 = \frac{2\,M_P + Z}{L}$$

$$\frac{4M_P}{L} + \frac{2\,M_P + Z}{L} = \frac{7.2\,M_P}{L} \quad \Rightarrow \quad Z = 1.2\,M_P$$

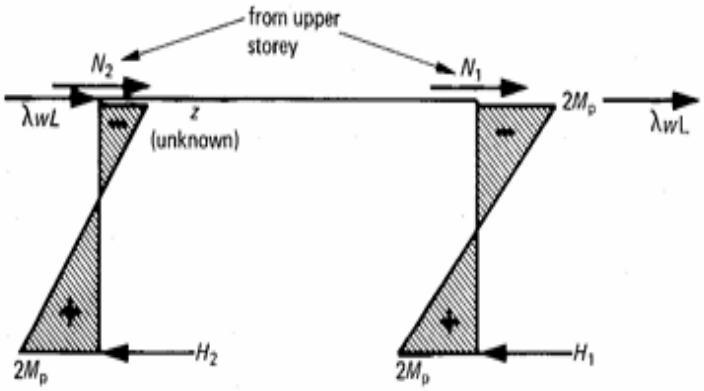


Figure 13

Vérification

On vérifie l'équilibre du noued gauche inférieur

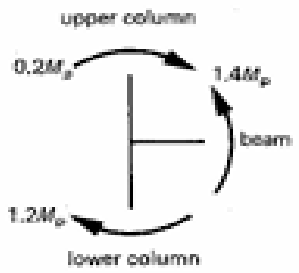


Figure 14

BIBLIOGRAPHIE

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- **RPA99V2003 :** règlement parasismique algérienne.
- **CBA93 :** règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91 :** béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2 :** Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Cours :

- Béton armé .....FSI
- Dynamique des structures… .....FSI
- Cours de bâtiment..... FSI.
- Résistance des matériaux.....FSI

Logiciels :

- ETAPS..... Analyse des structures
- AUTOCAD .....Dessin
- EXCEL .....Calcul.
- WORD..... Traitement du text

Conclusion générale

Ce projet est l'aboutissement d'un long parcours riche en études, plein d'enthousiasme et d'ambition. Il nous a permis en particulier :

De mettre en pratique les connaissances acquises : RDM, Béton, DDS, MEF, etc.

D'approfondir notre culture en génie civil.

D'appliquer les méthodes de dimensionnement et les règlements (RPA 99/2003, BAEL 91, CBA 93, etc.).

D'utiliser des logiciels tels que ETABS, SOCOTEC, AUTOCAD, etc.

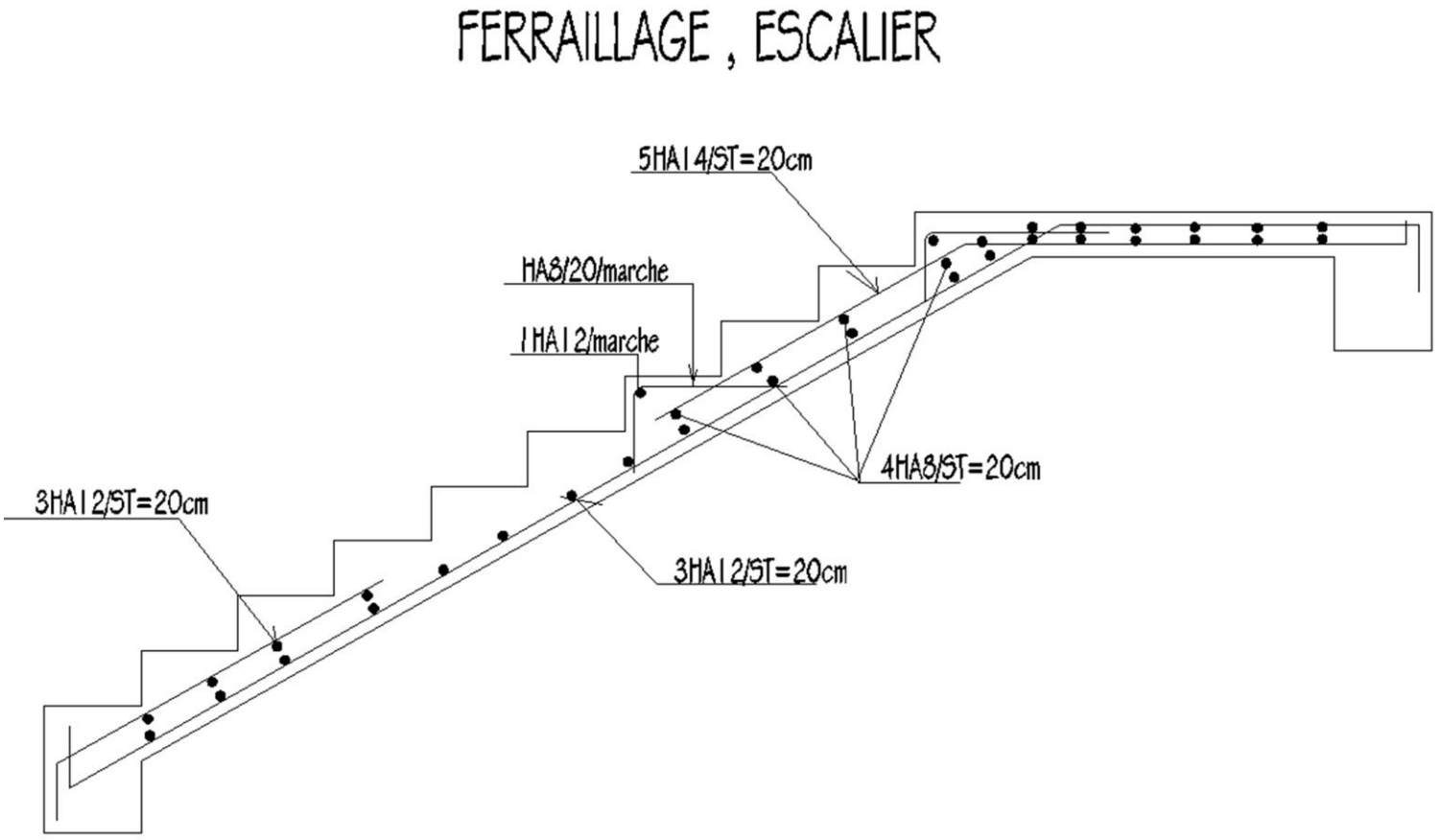
D'affronter la réalité en choisissant des solutions adéquates aux contraintes techniques rencontrées.

De faire la transposition entre les connaissances théoriques et pratiques.

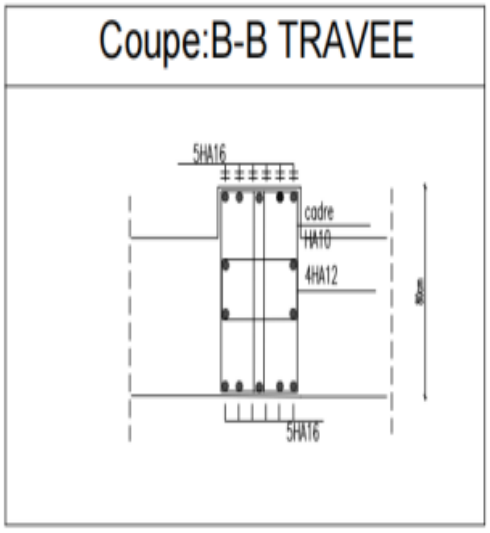
Garantir la fiabilité et la sécurité d'un bâtiment à usage d'habitation nécessite donc une étude complexe, des compétences approfondies en génie civil, et l'application de méthodes sophistiquées.

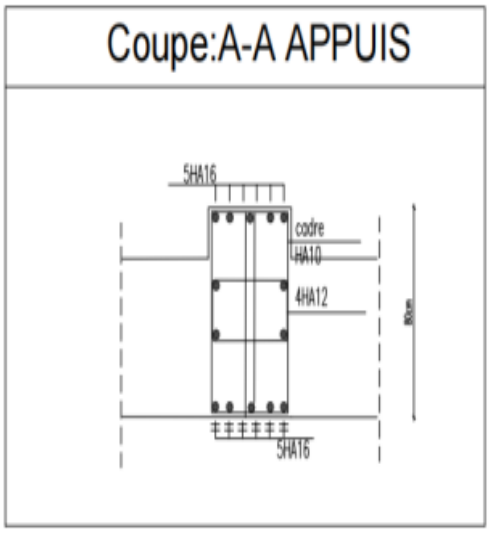
ANNEXES

Ferraillage d`escalier étage courant

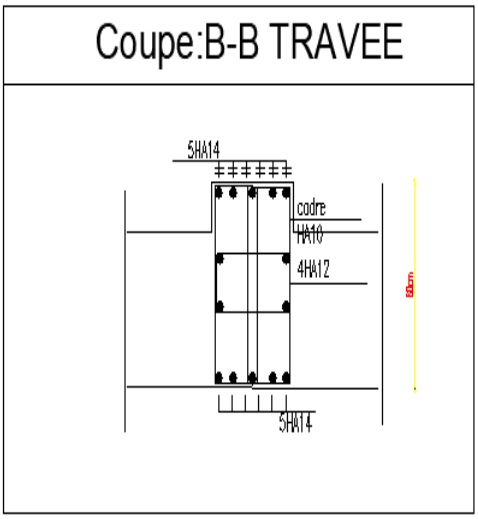


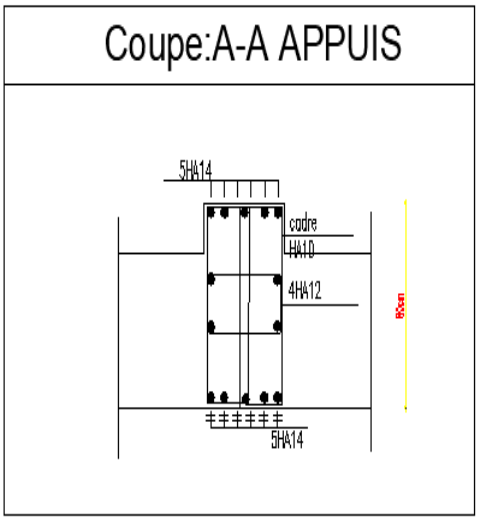
Ferraillage des nervures sens x-x



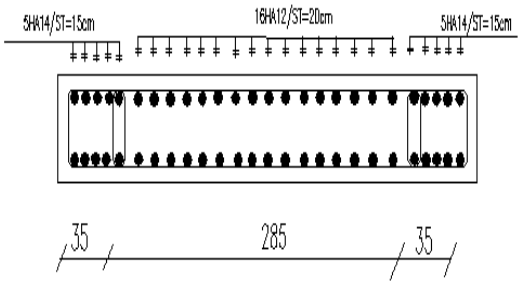


Ferraillage des nervures sens y-y

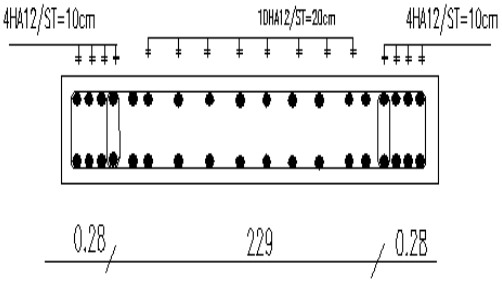




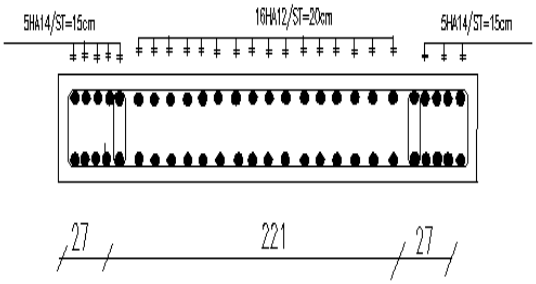
Ferraillage des voiles



voile VYA/J (4-5)

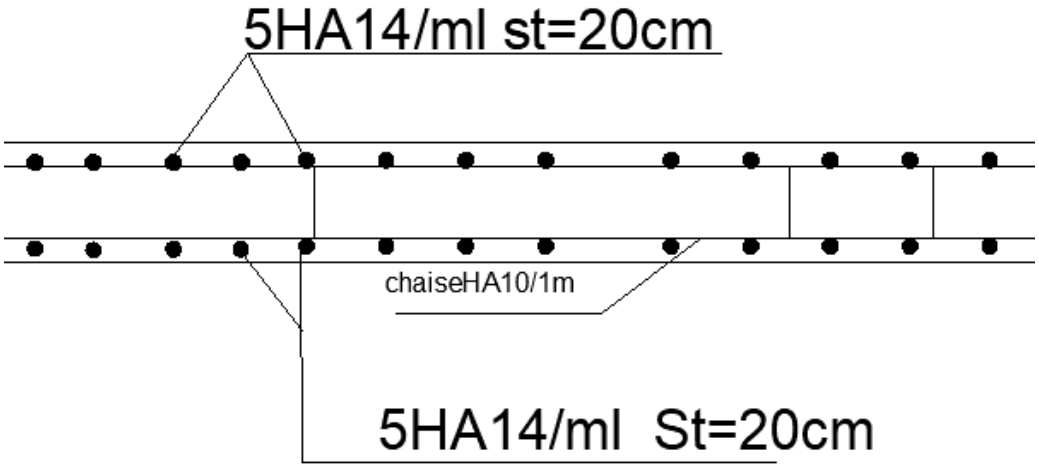


voile VX2 (B-C)/VX1 (A-B)/VX1 (H-G)/VX2 (H-I)/VX5 (H-G)

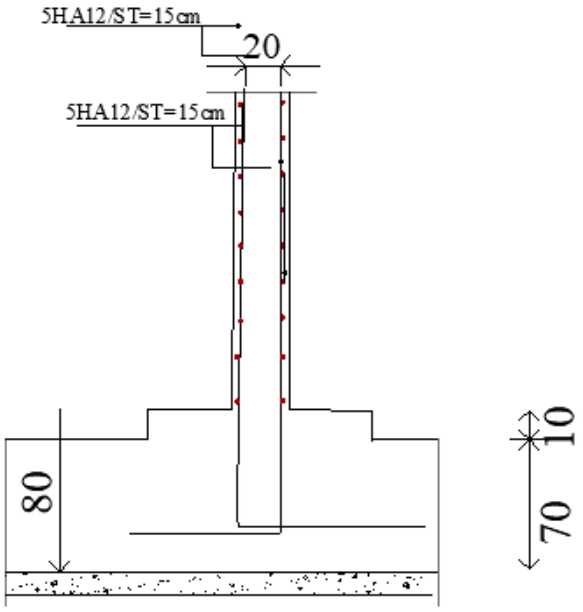


voile VYA/J (4-5)

Ferraillage de la dalle du radier



Ferraillage du voile périphérique



RESUME

La construction de bâtiments de grande hauteur en zones sismiques nécessite l'application de méthodes de dimensionnement sophistiquées en utilisant des outils de modélisation avancés. Cela est essentiel pour garantir la fiabilité et la sécurité de ces constructions, un défi constant.

Notre projet s'inscrit dans ce cadre et porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation avec sous-sol (R+5 + sous-sol), contreventé par des voiles. Le bâtiment est implanté à Tizi ouzou, où il comprend 396 logements promotionnels (R+5). Selon les règles parasismiques algériennes, cette zone est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le travail est subdivisé en sept chapitres, à savoir :

Le premier chapitre comporte la présentation de l'ouvrage, la définition des caractéristiques géométriques et mécaniques ainsi que les hypothèses du calcul.

Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des différents éléments de la structure alors que le troisième chapitre porte sur l'étude des éléments secondaires.

Dans le chapitre quatre nous présentons l'étude dynamique et sismique, ainsi que le logiciel ETABS utilisé pour la modélisation.

Nous présentons respectivement dans le cinquième chapitre et le sixième chapitre, le ferraillage des éléments structuraux et l'étude des fondations.

Le septième chapitre traite la partie recherche qui porte sur l'applications des théorèmes statique et cinématique de la méthode d'analyse limite analyse limites.

Nous terminons par une conclusion générale.

ABSTRACT

The construction of high-rise buildings in seismic zones requires the application of sophisticated design methods using advanced modeling tools. This is essential to ensure the reliability and safety of these constructions, a constant challenge.

Our project fits within this framework and focuses on the study of a residential building with a basement (R+5 + basement), braced by shear walls. The building is located in Tizi Ouzou, where it includes 396 promotional apartments (R+5). According to Algerian seismic regulations, this area is classified as a medium seismicity zone (zone IIa).

The work is divided into seven chapters, namely:

The first chapter includes the presentation of the structure, the definition of geometric and mechanical characteristics, and the calculation assumptions.

The second chapter is devoted to the preliminary design of the different elements of the structure, while the third chapter deals with the study of secondary elements.

In chapter four, we present the dynamic and seismic study, as well as the ETABS software used for modeling.

In the fifth and sixth chapters, we respectively present the reinforcement of structural elements and the study of the foundations.

The seventh chapter deals with the research part, which focuses on the application of static and kinematic theorems of limit analysis method.

We conclude with a general conclusion.

ملخص

يتطلب بناء المباني الشاهقة في المناطق الزلزالية تطبيق أساليب تصميم متطورة باستخدام أدوات نمذجة متقدمة. هذا ضروري لضمان موثوقية وسلامة هذه الإنشاءات، وهو تحدٍ مستمر.

يندرج مشروعنا ضمن هذا الإطار ويركز على دراسة مبنى سكني مع(قبو + R+5) قبو مدعوم بجدران قص. يقع المبنى في تيزي وزو، حيث يضم 396 شقة ترويجية . وفقًا للقواعد الزلزالية الجزائرية، تصنف هذه المنطقة كمنطقة متوسطة الزلزالية المنطقة.(IIa)

العمل مقسم إلى سبعة فصول، وهي:

الفصل الأول يتضمن عرض الهيكل، وتعريف الخصائص الهندسية والميكانيكية، وافتراضات الحساب.

الفصل الثاني مكرس للتصميم الأولي للعناصر المختلفة للهيكل، بينما يتناول الفصل الثالث دراسة العناصر الثانوية.

في الفصل الرابع، نقدم الدراسة الديناميكية والزلزالية، بالإضافة إلى برنامج ETABS المستخدم في النمذجة.

في الفصلين الخامس والسادس، نقدم على التوالي تسليح العناصر الهيكلية ودراسة الأساسات.

الفصل السابع يتناول الجزء البحثي، الذي يركز على تطبيق نظريات التحليل الحدي الساكن والحركي.

نختتم بخلاصة عامة.